

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Abderrahmane Mira – Bejaia

Faculté de Technologie

Département Génie civil

Polycopié de cours FONDATION

Premier Année Master en Génie Civil spécialité Géotechnique

Etabli par : Dr. SLIMANOU Houssam

Maitre de conférences B, Université de Bejaia.

Novembre 2024

Table des matières

I.	CHAPITRE I : Actions types et sollicitations de calcul	1
I.1	Introduction	1
I.2	Introduction aux Règlements pour l'Étude des Fondations dans les Sols en Algérie	1
I.2.1	Règlement Parasismique Algérien (RPA) :.....	1
I.2.2	Règlement de Construction en Béton Armé (CBA) :.....	1
I.2.3	Documents Techniques Règlementaires (DTR) pour les Fondations en Algérie	1
I.2.4	Fascicules pour les Fondations en Algérie.....	2
I.3	ACTIONS À PRENDRE EN COMPTE	3
I.3.1	Actions	4
I.3.2	COMBINAISONS D'ACTIONS	4
I.3.3	VÉRIFICATION DES ÉTATS-LIMITES.....	4
I.4	Application	7
I.4.1	exercice	Erreur ! Signet non défini.
I.4.2	Solution	7
I.5	Conclusion	8
II.	CHAPITRE II : Fondations superficielles	1
II.1	Introduction	1
II.2	Types de fondations superficielles	2
II.3	Dimensionnement et la Rigidité des semelles	2
II.3.1	Les semelles isolées	2
II.3.2	Les semelles filantes et radier.....	3
II.3.3	Comportement vis à vis des charges verticales	4
II.4	Méthodologie des fondations superficielles	5
II.5	Comportement d'une fondation superficielle	6

II.5.1	Capacité portante et la contrainte admissible	6
II.6	Application	7
II.6.1	Les données.....	7
II.6.2	Solution.....	7
II.6.3	Etude théorique de la charge limite (Contrainte ultime ou capacité portante) d'une semelle $QL = Qu = qu$	10
II.6.4	Calcul de la capacité portante pour des cas particuliers	13
II.6.5	Cas d'une charge inclinée	14
II.7	Application	15
II.7.1	Les données.....	15
II.7.2	Solution.....	16
II.8	Essais de pénétration dynamique (pdl).....	17
II.8.1	Principe de l'essai	17
II.8.2	Capacité portante à partir du PDL	18
II.9	Essai de pénétration statique (CPT).....	18
II.9.1	Principe de l'essai.....	19
II.9.2	Capacité portante à partir du pénétromètre statique (CPT)	19
II.10	Essai pressiométrique menard.....	21
II.10.1	Principe de l'essai.....	21
II.10.2	Exploitation des résultats	22
II.10.3	Classification des sols à partir des résultats d'essais pressiométriques .	24
II.10.4	Pression limite nette équivalente	26
II.10.5	Capacité portante à partir du pressiomètre	26
II.11	Application.....	28
II.11.1	Les données.....	28
II.11.2	Solution.....	29
II.12	Evaluation de tassement.....	30
II.13	Calcul des armatures.	36
II.13.1	Semelles filantes sous mur soumises à une charge centrée	36

II.13.2	Semelles rectangulaires sous poteau soumises à une charge centrée	39
II.13.3	Semelles rectangulaires soumises à un effort normal et un moment de flexion	40
II.13.4	Semelles filantes sous mur soumises à un effort normal et un moment de flexion	41
II.13.5	Justification des états limites de service	42
II.13.6	Condition de non poinçonnement	42
II.14	Application.....	43
II.14.1	Les données.....	43
II.14.2	Solution.....	43
II.15	Conclusion	44
III.	Fondations profondes	47
III.1	Introduction.....	47
III.2	Principaux types de pieux	48
III.2.1	Principes d'exécution des principaux types de pieux.....	48
III.3	Classification suivant le mode de fonctionnement	49
III.4	Évaluation de la charge limite d'un pieu isolé soumis à une force verticale	50
III.4.1	Charge admissible d'un pieu à partir des essais de laboratoire	51
III.5	Application.....	55
III.5.1	Les données	55
III.5.2	Solution.....	56
III.5.3	Charge admissible d'un pieu à partir des essais in situ	57
III.6	Application.....	64
III.6.1	Les données	64
III.7	Conclusion	67
IV.	CHAPITRE IV : Fondations spéciales.....	65
IV.1	Introduction.....	65
IV.2	Les Parois Moulées	65
IV.2.1	Définition	65

IV.2.2	CONCEPTION ET RÉALISATION DES PAROIS MOULÉES.....	66
IV.2.3	COMPORTEMENT DE LA TRANCHÉE.....	69
IV.2.4	Exercice :.....	71
IV.2.5	DIMENSIONNEMENT D'UNE PAROI MOULÉE.....	73
IV.3	Calcul du tassement d'une barrette	76
IV.4	Conclusion	80

Liste des Figure

Figure I.1: l'état-limite ultime d'équilibre	5
Figure I.2: Justification de l'état-limite de résistance vis-à-vis du sol	5
Figure II.1: Schéma d'une semelle isolée.	1
Figure II.2: Types de fondations superficielles.....	2
Figure II.3: détail de la semelle isolée	3
Figure II.4: Répartition des contraintes au sol	3
Figure II.5: Diagrammes des contraintes sous la semelle.....	4
Figure II.6: Diagrammes des contraintes sous la semelle (modèle Navier)	5
Figure II.7: Ferrailage longitudinal et transversal.	5
Figure II.8: Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle..	6
Figure II.9: Détails de coffrage	9
Figure II.10: Schéma de rupture d'une fondation superficielle.	10
Figure II.11: Méthode de superposition de Terzaghi (terme de surface).....	11
Figure II.12: Méthode de superposition de Terzaghi (terme de profondeur N_q).....	11
Figure II.13: Méthode de superposition de Terzaghi (terme de cohésion N_c)	12
Figure II.14: Une semelle filante ancrée dans un sol hétérogène (bicouche).	12
Figure II.15: Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B	15
Figure II.16: Une semelle isolée	15
Figure II.17: Pénétrromètre dynamique lourd (PDL).....	17
Figure II.18: Exemple d'un résultat d'essai au pénétrromètre dynamique (type B). ...	18
Figure II.19: Pénétrromètre statique (CPT).....	19
Figure II.20: Schéma de principe d'un pressiomètre de Ménard	22
Figure II.21: Les étape et pour déterminée allure d'une courbe pressiométrique	22
Figure II.22: La courbe pressiométrique.....	24
Figure II.23: Définition de la pression limite nette équivalente p_{le} *et Intervalle de calculé.....	26
Figure II.24: Coefficient minorateur i_δ le cas de charge inclinée.....	28
Figure II.25: Données nettes d'un essai pressiométrique Menard.....	28
Figure II.26: Essai œdométrique.....	31
Figure II.27: Détermination les paramètres de la courbe de compressibilité.	32
Figure II.28: Découpage en sous couches pour le calcul du tassement pressiométrique.	36
Figure II.29: Transmission de l'effort normal selon des bielles de béton comprimées. Equilibre d'un tronçon élémentaire d'armature.	37
Figure II.30: Arrêt forfaitaire des barres lorsque $l_s < B/8$	38

Figure II.31: Exemple de disposition de ferrailage.....	39
Figure II.32: Définition le petit côté B et grand côté L.....	39
Figure II.33: Exemple de disposition de ferrailage pour une semelle isolée.	40
Figure II.34: Coupe et vue en plan d'une semelle circulaire, isolée sous poteau.	40
Figure II.35: Répartition des contraintes sous une semelle excentrée.	41
Figure II.36: schématisation de l'effet de poinçonnement.....	43
Figure II.37: Semelle subit a une charge centrée.	43
Figure III.1: Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De.	47
Figure III.2: Mise en place de pieu tube par vibrofonçage pour le viaduc.....	48
Figure III.3: Différentes type des pieux forés (sans refoulement de sol)	49
Figure III.4: Classification suivant le mode de fonctionnement.....	50
Figure III.5: Comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge verticale...)	51
Figure III.6: Mécanismes du frottement latéral positif et négatif	52
Figure III.7: profil géomécanique	55
Figure III.8: Schéma de calcul de q _{ce} à partir du pénétromètre statique (CPT)	59
Figure III.9: Autres sections usuelles des fondations profondes.	61
Figure III.10: Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente.	62
Figure III.11: Frottement latéral unitaire le long du fût du pieu à partir du pressiomètre.	63
Figure III.12: Le pénétrogramme statique (CPT).	64
Figure IV.1: Chantier de réalisation d'une paroi moulée circulaire.....	66
Figure IV.2: Phasage de réalisation de panneaux d'une paroi moulée	67
Figure IV.3: Vue des piédroits formés des parois préfabriquées dans le tunnel.....	68
Figure IV.4: Principe de réalisation d'une paroi berlinoise	68
Figure IV.5: Réalisation et coulage des parois moulées dans le cadre du projet.....	69
Figure IV.6: Schéma d'une tranchée de paroi moulée.	70
Figure IV.7: Schéma d'équilibre des pressions de poussée du sol et de la boue de forage selon Schneebeli.	72

Liste des Tableau

Tableau II.1: Valeurs de contraintes admissibles de sol selon le DTR-BC 2.331.....	7
Tableau II.2: Autres valeurs de contraintes admissibles de sol (d'après la littérature).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.3: Facteurs de portance donnés par le DTR- BC 2.331.....	13
Tableau II.4: Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées)	14
Tableau II.5: Valeurs du coefficient de portance Kc (Dhouib, 2016).	20
Tableau II.6: Catégories conventionnelles des sols	21
Tableau II.7: Domaine de variation des paramètres pressiométriques (Cassan, 1988).	24
Tableau II.8: Classification des sols d'après L. Ménard (Cassan, 1988)	25
Tableau II.9: Classification des sols à partir de la pression limite pl	25
Tableau II.10: Facteurs de portance Kp (Dhouib, 2016).	27
Tableau II.11: Valeurs de Cf (d'après les tables de Giraud).	33
Tableau II.12: Calcul du tassement, coefficient rhéologique α d'après (Philipponnat, 2002).	35
Tableau II.13: Valeurs numériques des coefficients.....	35
Tableau III.1: Le coefficient « β »	53
Tableau III.2: Définition des catégories conventionnelles des sols	53
Tableau III.3: Valeurs de Kc selon le Fascicule 62 et le DTR. BC 2.33.2.....	58
Tableau III.4: Valeurs de β et q_s max extraits du Fascicule 62 titre	59
Tableau III.5: Valeurs de β et q_s max selon le DTR-BC 2.33.2 (p.16).	60
Tableau III.6: Valeurs des facteurs de portance Kp (Fascicule 62 titre V)	61
Tableau III.7: Classification des sols.....	61
Tableau III.8: Coefficients ρ minorateurs (Fascicule 62 titre V).	63
Tableau III.9: Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s	63
Tableau IV.1: Caractéristiques physiques typiques d'une bentonite	67

Préface

Les fondations représentent un élément fondamental de toute construction, qu'il s'agisse de bâtiments, d'ouvrages d'art ou d'infrastructures de travaux publics (BTP). Elles ont pour rôle de transmettre les charges des structures vers le sol de manière sûre et durable, en prenant en compte la nature et le comportement du terrain, ainsi que les contraintes géotechniques spécifiques.

Le présent polycopié intitulé « Travaux pratiques Fondations » s'adresse aux étudiants de Master 1 en Génie Civil, spécialité Géotechnique. Il a été conçu pour fournir à la fois une base théorique solide et un support pratique permettant d'acquérir les compétences nécessaires à l'analyse et au dimensionnement des fondations dans des conditions réelles de chantier.

Ce document regroupe les principaux essais et exercices permettant :

- D'évaluer les propriétés mécaniques et physiques du sol,
- De déterminer la capacité portante et le tassement des fondations superficielles et profondes,
- De maîtriser les techniques de réalisation des pieux, semelles et parois moulées,
- Appliquer les méthodes de calcul et les normes géotechniques en vigueur

Le polycopié est structuré en quatre chapitres conformément au canevas de formation :

- Chapitre 1 : Actions types et sollicitations de calcul
- Chapitre 2 : Fondations superficielles
- Chapitre 3 : Fondations profondes
- Chapitre 4 : Fondations spéciales

Ce polycopié constitue ainsi un outil essentiel pour relier les concepts théoriques aux applications pratiques et former les futurs ingénieurs géotechniciens à la conception et à l'exécution de fondations fiables et durables.

Semestre : 1

Unité d'enseignement: UEF 1.1.2

Matière 2 : Fondations

VHS: 45h00 (Cours: 1h30, TD: 1h30)

Crédits: 4

Coefficient: 2

Objectifs de l'enseignement :

Ce cours a pour objet de permettre à l'étudiant d'approfondir ses connaissances à la conception et au calcul des fondations superficielles et profondes des ouvrages.

Connaissances préalables recommandées :

Mécanique des sols 1 et 2, Fondations et ouvrages géotechniques.

Contenu de la matière :

Chapitre 1. Actions types et sollicitations de calcul (2 Semaines)

Chapitre 2. Fondations superficielles (5 Semaines)

Chapitre3. Fondations profondes (5 Semaines)

Chapitre 4. Fondations spéciales (3 Semaines)

Mode d'évaluation :

rôle continu: 40%; Examen: 60%

Introduction

Le module **Fondations** constitue une partie essentielle de la formation en génie civil, car il traite du lien direct entre les structures et le sol, qui est le support fondamental de tout ouvrage. Une conception correcte des fondations est indispensable pour garantir la stabilité, la sécurité et la durabilité des constructions, qu'il s'agisse de bâtiments, d'ouvrages d'art ou d'infrastructures.

Ce module a pour ambition de permettre aux étudiants de comprendre le comportement mécanique des sols soumis aux charges des structures, ainsi que les principes de transfert des efforts vers le terrain. Il vise également à développer la capacité d'analyser les risques géotechniques tels que les tassements, les glissements, le poinçonnement ou les ruptures du sol, afin de proposer des solutions techniques adaptées.

À travers une approche théorique et pratique, les étudiants seront amenés à maîtriser les méthodes de calcul, les critères de dimensionnement et les règles de sécurité applicables aux fondations. Une attention particulière est accordée aux aspects liés à la reconnaissance des sols, à l'interprétation des essais géotechniques et au choix judicieux du type de fondation en fonction des caractéristiques du site et des contraintes du projet.

Ce module prépare ainsi les futurs ingénieurs à concevoir des ouvrages sûrs, économiques et durables, tout en respectant les normes en vigueur et les exigences de qualité de la construction.

CHAPITRE I :

**Actions types et
sollicitations de calcul**

CHAPITRE I : Actions types et sollicitations de calcul

I.1 Introduction

L'effondrement soudain d'une structure peut être catastrophique, entraînant des pertes humaines et matérielles importantes. Ce risque souligne l'importance de la conception et du calcul des fondations, éléments essentiels pour la stabilité de toute structure. Les fondations constituent la base sur laquelle repose toute construction. Elles jouent un rôle crucial en transmettant les charges de la structure au sol et en assurant la stabilité et la durabilité de l'édifice. La conception des fondations doit prendre en compte diverses actions et sollicitations pour garantir la sécurité et la longévité de la structure.

Quelles sont les actions types que doivent supporter les fondations, et comment calcule-t-on ces sollicitations pour garantir une construction sécurisée et stable ?

I.2 Introduction aux Règlements pour l'Étude des Fondations dans les Sols en Algérie

En Algérie, les règlements et normes nationaux fournissent des directives précises pour l'étude des sols et la conception des fondations, garantissant ainsi que les bâtiments et infrastructures soient adaptés aux conditions géotechniques locales. Voici les principaux règlements utilisés :

I.2.1 Règlement Parasismique Algérien (RPA) :

Ce règlement est essentiel pour les constructions dans les zones sismiques. Il spécifie les exigences pour la conception sismique des fondations, y compris l'évaluation des capacités portantes des sols sous l'effet des charges dynamiques. Le RPA dicte les procédures pour la réalisation des études géotechniques sismiques.

I.2.2 Règlement de Construction en Béton Armé (CBA) :

Le CBA couvre la conception des structures en béton armé, incluant les fondations. Il définit les méthodes de calcul pour les charges permanentes et variables, ainsi que les critères de dimensionnement des fondations en fonction des caractéristiques des sols.

I.2.3 Documents Techniques Règlementaires (DTR) pour les Fondations en Algérie

Les Documents Techniques Règlementaires (DTR) en Algérie sont des documents officiels qui établissent les normes et directives pour la conception, la construction et la

maintenance des bâtiments et infrastructures. Ils sont essentiels pour garantir la sécurité, la durabilité et la performance des ouvrages. En ce qui concerne les fondations, plusieurs DTR sont particulièrement pertinents :

1.2.3.1 DTR C 2-21 : Fondations Superficielles :

Ce document spécifie les exigences pour la conception et la réalisation des fondations superficielles, telles que les semelles isolées, les semelles filantes et les radiers. Il couvre les méthodes de calcul des charges admissibles, les critères de dimensionnement et les précautions à prendre pour différents types de sols.

1.2.3.2 DTR C 2-22 : Fondations Profondes :

Ce règlement traite des fondations profondes, y compris les pieux et les puits. Il fournit des directives pour les études géotechniques nécessaires, les essais de sol, le dimensionnement des pieux en fonction des charges et des caractéristiques du sol, ainsi que les méthodes de mise en œuvre.

1.2.3.3 DTR B 3-34 : Études Géotechniques :

Ce document définit les normes pour la réalisation des études géotechniques. Il décrit les types d'investigations de sol (sondages, essais de laboratoire et in situ), les procédures d'évaluation des propriétés mécaniques des sols, et les rapports géotechniques requis pour la conception des fondations.

1.2.3.4 DTR B 3-35 : Reconnaissance des Sols :

Ce DTR précise les méthodes de reconnaissance des sols, y compris les sondages géotechniques, les essais de pénétration et les essais de chargement. Il est crucial pour évaluer les conditions du sol et déterminer les paramètres nécessaires au dimensionnement des fondations.

1.2.3.5 DTR C 3-24 : Construction en Zones Sismiques :

Bien que ce document couvre un large éventail de considérations pour la construction en zones sismiques, il inclut des sections spécifiques sur la conception des fondations. Il définit les exigences pour les fondations résistantes aux séismes, incluant les critères de conception et les méthodes de calcul des charges sismiques.

1.2.4 Fascicules pour les Fondations en Algérie

Les fascicules techniques sont des documents élaborés pour fournir des précisions et des directives détaillées sur des aspects spécifiques de la construction. Ils complètent les DTR et les normes en offrant des recommandations pratiques et des méthodes de mise en œuvre pour

les ingénieurs et les techniciens. Voici quelques fascicules clés relatifs aux fondations et aux études de sols en Algérie :

1.2.4.1 Fascicule 62 : Fondations des Bâtiments :

Ce fascicule couvre en détail les différentes techniques de fondation utilisées dans la construction des bâtiments. Il fournit des directives sur la conception, le dimensionnement et la mise en œuvre des fondations superficielles et profondes. Les méthodes de calcul, les critères de choix en fonction des types de sol et les précautions de mise en œuvre y sont détaillés.

1.2.4.2 Fascicule 63 : Reconnaissance et Essais des Sols :

Ce document fournit des lignes directrices pour la reconnaissance des sols et la réalisation des essais géotechniques. Il décrit les méthodes de sondage, les types d'essais in situ et en laboratoire, ainsi que les procédures d'interprétation des résultats pour évaluer les propriétés mécaniques des sols.

1.2.4.3 Fascicule 64 : Fondations Profondes et Pieux :

Spécifiquement dédié aux fondations profondes, ce fascicule détaille les techniques de conception et de réalisation des pieux et des puits. Il couvre les différents types de pieux (forés, battus, vissés), les méthodes de dimensionnement, les essais de chargement et les critères de choix selon les conditions géotechniques.

1.2.4.4 Fascicule 65 : Traitement et Amélioration des Sols :

Ce document traite des techniques de traitement et d'amélioration des sols pour augmenter leur capacité portante et réduire les tassements. Il inclut des méthodes telles que le compactage, le drainage, la stabilisation chimique et l'utilisation de géotextiles.

1.2.4.5 Fascicule 66 : Sécurité et Performance des Fondations en Zones Sismiques :

Ce fascicule offre des directives spécifiques pour la conception des fondations dans les zones sismiques. Il aborde les critères de dimensionnement pour résister aux charges sismiques, les techniques de renforcement et les méthodes de calcul des déformations et des déplacements sismiques.

I.3 ACTIONS À PRENDRE EN COMPTE

Dans tout projet de construction, la phase de conception des fondations est cruciale pour garantir la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Une part essentielle de cette phase consiste à identifier et à évaluer les différentes actions que les fondations devront supporter au cours de la vie du bâtiment.

I.3.1 Actions

Les actions qui doivent être prises en compte sont :

- Les charges permanentes $G_{défav}$
- Les charges permanentes G_{fav}
- Les charges variable Q_{difav}
- Les charges variable Q_{difav}
- Les actions accidentelles (séismes, chocs de bateaux ou de véhicules) E
- Actions Environnementales (Variations du niveau de la nappe phréatique, Effets thermiques et Ect)

I.3.2 COMBINAISONS D'ACTIONS

I.3.2.1 états-limites ultimes

Pour les états-limites ultimes, les combinaisons d'actions sont de la forme :

- a) $-1.35 G_{défav} + G_{fav} + 1.5Q_{défav} + 0 * Q_{fav}$
- b) $G_{difav} + G_{fav} \mp E$
- c) $0.8G_{difav} + G_{fav} \mp E$

I.3.2.2 états-limites de service

Pour les états-limites de service. La combinaisons d'action sont de la forme :

- d) $G_{défav} + G_{fav} + Q_{défav} + Q_{fav}$

I.3.3 VÉRIFICATION DES ÉTATS-LIMITES

Pour le calcul d'une fondation, il convient de vérifier les différents états-limites dans l'ordre suivant.

I.3.3.1 états-limites ultimes

I.3.3.1.1 État-limite ultime d'équilibre statique

En ce qui concerne l'état limite ultime d'équilibre statique, aucune justification particulière n'est requise, sauf pour les aspects suivants :

- Le non-glissement de la fondation sur le sol (figure I.1) : il est nécessaire de vérifier que l'inclinaison de la résultante des forces extérieures par rapport à la normale au plan de contact entre la fondation et le sol reste à l'intérieur du cône de glissement,

$$\text{Fascicule 62 titre V : } H_u \leq \frac{N_u \tan \varphi'}{1.2} + \frac{C' B'}{1.5}$$

$$DTR - BC - 2.331: H_u \leq 0.5N_u$$

- La stabilité d'ensemble dans le cas de dénivellation ou de pente importante doit prendre en compte la structure ainsi que le terrain environnant

En cas de difficulté à prévenir le glissement, la stabilité de la semelle peut être renforcée par l'ajout d'une bêche d'ancrage.

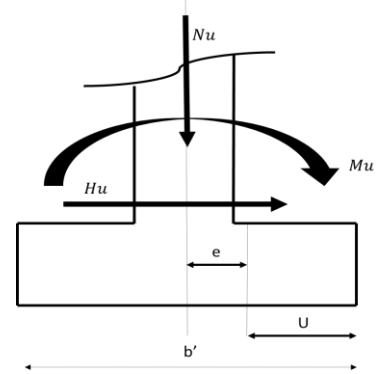


Figure I-1: l'état-limite ultime d'équilibre

I.3.3.1.2 État-limite ultime de résistance vis-à-vis du sol

Pour la vérification des dimensions de la semelle vis-à-vis de la portance du sol, on applique généralement la méthode de Meyerhof, dans laquelle la réaction σ_p du sol est considérée comme uniforme et s'exerce sur une surface dont le centre de gravité coïncide avec le point de passage de la résultante des forces extérieures au niveau de la section de base de la semelle (figure I.2).

Toutefois le DTU 13.12 laisse la liberté de considérer une variation linéaire des contraintes sur le sol, déterminée de sorte que le centre de gravité du « volume des contraintes » soit situé sur la ligne d'action de la résultante générale des forces extérieures, ce qui conduit, selon le cas, soit à un diagramme triangulaire, (figure I.2b) soit à un diagramme trapézoïdal (figure I.2c). Dans l'un et l'autre de ces deux cas, on adopte alors conventionnellement, comme valeur représentative dite contrainte de "référence", la contrainte normale qui s'exerce au quart de la zone comprimée (figure I.2a).

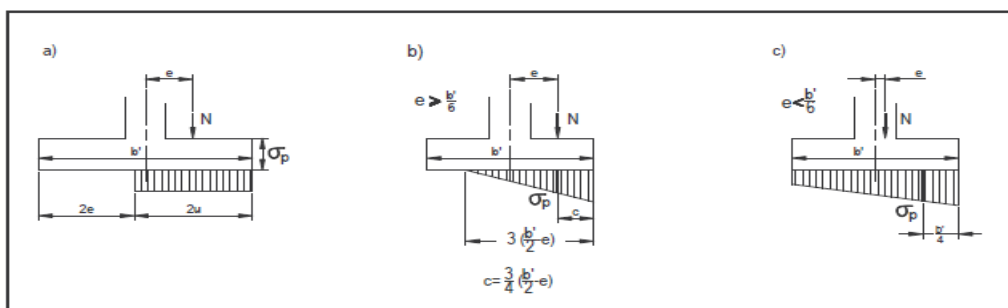


Figure I-2: Justification de l'état-limite de résistance vis-à-vis du sol

Il est évident que cette convention aboutit, dans le cas d'un diagramme triangulaire, à un dimensionnement identique à celui de la méthode de Meyerhof. En revanche, pour un diagramme trapézoïdal, elle se révèle légèrement plus défavorable par rapport au diagramme

rectangulaire de Meyerhof, avec une différence sur la valeur de ∇p limitée à +4 % au maximum (cette valeur maximale étant atteinte lorsque $e = 12/b'$).

Après avoir déterminé la contrainte de référence ∇p pour les combinaisons relatives aux états-limites ultimes mentionnées déjà dans les paragraphes (I.3.2.1) , il est nécessaire de vérifier les points suivants :

- Pour les combinaisons d'actions a, b, ou e (**paragraphes (I.3.2.1)**) : $\nabla p \leq \nabla q$
- Pour les combinaisons d'actions c et d (**paragraphes (I.3.2.1)**) : $\nabla p \leq 1,33 \times \nabla q$

Où ∇q représente la contrainte limite du sol, qui déterminé :

- Soit à partir de l'expérience pratique,
- Soit en fonction des résultats obtenus lors des essais de sol.

I.3.3.1.3 Etat-limite de résistance interne de la semelle

L'état-limite de résistance interne de la semelle est établi en utilisant soit la méthode des bielles, soit la méthode générale, comme décrit dans les chapitres II et III

I.3.3.2 états-limites de service

I.3.3.2.1 État-limite d'ouverture des fissures

En l'absence de justifications plus détaillées, la section d'armatures à prévoir lorsque cet état-limite est déterminant doit être égale à celle déterminée à l'état-limite ultime de résistance interne, augmentée de :

- 10% si la fissuration est jugée préjudiciable.
- 50% si elle est jugée très préjudiciable.

I.3.3.2.2 État-limite de tassement

Les tassements globaux et différentiels en service doivent être limités à des valeurs compatibles avec les déformations acceptables pour la construction, en tenant compte de sa nature et de son usage. Ils ne doivent pas entraîner de dommages significatifs dans les ouvrages voisins ni perturber les services utilisateurs. Les tassements différentiels n'ont à être pris en compte que si leur valeur calculée dépasse $L/500$, où L est la distance entre les éléments porteurs intérieurs et extérieurs.

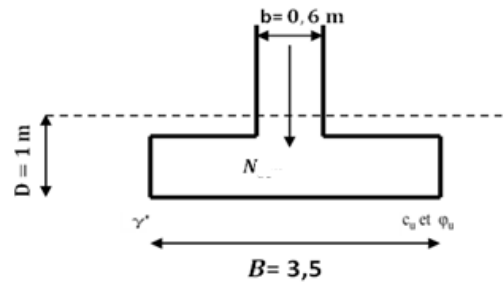
I.4 Application

I.4.1 Exercice

Une semelle rectangulaire $B = 2L$ ($L=1.75$ m et $B=3.5$ m) est ancrée dans un massif argileux ($\gamma_{\text{sat}}=20$ KN/m³, $C_u=0.5$ bars ; $\phi_u=0^\circ$). Elle est soumise à des efforts suivants :

- Charge permanente $G=100$ kN,
- Charge variable $Q=50$ kN,
- Charges accidentelles $E=120$ kN

1. l'application des combinaisons d'actions dans le calcul des structures, calculer toutes les combinaisons selon les états-limites ultimes et service ?



2. Calculer l'effort résistant ultime H_u mobilisable vis-à-vis du glissement selon le DTR algérien et fascicules 62

3. Calculer la contrainte agissant sur la fondation en utilisant le modèle de Meyerhof et le diagramme trapézoïdal des contraintes

4. Existe un risque de décollement de la semelle ? justifier

I.4.2 Solution

1. Calculer toutes les combinaisons selon

a. Les états-limites ultimes

- 1- $1,35G+1,5Q_B = 1,35 \times 100 \text{ kN} + 1,5 \times 50 \text{ kN} = 135 \text{ kN} + 75 \text{ kN} = 210 \text{ kN}$
- 2- $G+Q_B+E = 100+50+120 = 270$ KN
- 3- $G+Q_B-E = 100+50-120 = 30$ KN
- 4- $0.8G+E = 0.8 \times 100 + 120 = 200$ KN
- 5- $0.8G-E = 0.8 \times 100 - 120 = -40$ KN

b. les états-limites service

$$G+Q = 100 + 50 = 150 \text{ KN}$$

2. Calculer l'effort résistant ultime H_u mobilisable vis-à-vis du glissement

1. selon le DTR algérien :

$$H_u \leq 0.5N_u$$

$$\text{Max}(N_u) = 270 \text{ KN}$$

$$H_u \leq 0.5 * 270 = 135 \text{ KN}$$

2. Fascicule 62 titre V

$$H_u \leq \frac{N_u \tan \varphi'}{1.2} + \frac{C' B'}{1.5} = \frac{270 \tan 0}{1.2} + \frac{50 * 3.5}{1.5} = 116.66 \text{ KN}$$

3. Calculer la contrainte agissant sur la fondation en utilisant le modèle de Meyerhof et le diagramme trapézoïdal des contraintes

1. Le modelé de Meyerhof

$$q'_{ref} = \frac{Qu}{L(B - 2e_G)} = \frac{270}{1.75 * 3.5} = 44.08 \text{ KPa}$$

e_G : excentricité = 0 car il n'est y a pas un moment agissant sur la fondation

2. Diagramme trapézoïdal (modèle Navier)

$$q'_{max} = \frac{Q}{B * L} + \frac{M}{I} * Y$$

$$q'_{max} = \frac{Q}{B * L} + \frac{M}{I} * \frac{B}{2} = \frac{270}{1.75 * 3.5} = 44.08 \text{ KN}$$

$$q'_{max} = \frac{Q}{B * L} + \frac{M}{I} * Y$$

$$q'_{min} = \frac{Q}{B * L} - \frac{M}{I} * \frac{B}{2} = 44.08 \text{ KN}$$

$$q'_{ref} = \frac{3q'_{max} + q'_{min}}{4} = 43.38 \text{ KN}$$

I.5 Conclusion

La conception des fondations constitue l'un des piliers de la stabilité et de la sécurité d'un ouvrage. Elle ne se limite pas au simple choix d'une semelle ou d'un pieu : c'est un processus qui intègre la connaissance approfondie du sol, le respect des normes réglementaires (RPA, CBA, DTR, fascicules) et la maîtrise des états-limites (ultimes et de service).

Les **états-limites ultimes** garantissent que la structure résiste aux charges maximales sans rupture, en vérifiant notamment la portance du sol, le non-glissement et la stabilité globale. Les **états-limites de service** assurent que les déformations et fissurations restent dans des limites acceptables, en tenant compte du confort d'utilisation et de la durabilité.

Le **calcul des tassements**, qu'ils soient globaux ou différentiels, est un élément clé. Un dimensionnement correct ne se limite pas à vérifier la capacité portante : il doit aussi anticiper et limiter les déformations à long terme afin d'éviter des désordres structurels ou fonctionnels. Les tassements excessifs ou inégaux peuvent entraîner des fissures, des désalignements et une perte de performance des ouvrages.

En pratique, le dimensionnement optimal d'une fondation repose sur trois principes :

1. **Adapter la fondation au sol** : connaître ses caractéristiques mécaniques et sa variabilité.
2. **Anticiper les sollicitations** : charges permanentes, variables, accidentelles et effets environnementaux.
3. **Vérifier la performance à long terme** : stabilité, portance et tassements compatibles avec l'usage.

Ainsi, un projet de fondation bien étudié, conforme aux réglementations et basé sur des données géotechniques fiables, assure non seulement la sécurité immédiate de la structure mais aussi sa pérennité, en minimisant les risques de défaillance et de réparations coûteuses.

CHAPITRE II :

Fondations superficielles

CHAPITRE II : Fondations superficielles

II.1 Introduction

Une fondation superficielle est la base d'une structure qui transfère les charges de la partie supérieure à une couche de sol située à faible profondeur. Ce sol doit être suffisamment résistant pour supporter les charges et présenter des tassements qui restent dans des limites acceptables pour la construction. De plus, l'interaction de ces tassements avec les structures voisines ne doit pas causer de dommages. Si les tassements attendus sont susceptibles de nuire à la construction, on opte alors pour des fondations profondes ou semi-profondes.

Selon le DTR BC2.33.1, le domaine d'application des fondations superficielles est déterminé par une profondeur relative (figure II.1).

- $D/B \leq 6$: fondation superficielle (isolée, filante ou radier général)
- $6 < D/B < 10$: fondations semi-profondes (puits).
- $D/B \geq 10$: fondations profondes (pieux, barrettes, ...).

B : la largeur de la semelle (plus petit coté)
L : la longueur de la semelle (plus grand coté)
D : La hauteur d'encastrement est l'épaisseur minimale de sol au-dessus de la fondation.

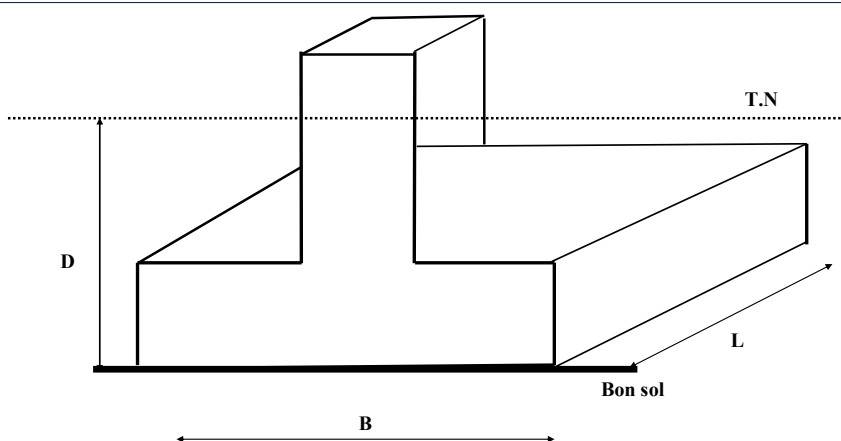


Figure II-1: Schéma d'une semelle isolée.

Remarque : Selon le fascicule 62 titre V, une fondation est considérée comme superficielle lorsque sa hauteur d'encastrement, notée D, est inférieure à 1,5 fois sa largeur :

$$\frac{D_e}{B} < 1.5$$

II.2 Types de fondations superficielles

La figure II-2 illustre les différents types de fondations superficielles, notamment :

- **Les semelles filantes**, qui se caractérisent par une largeur B généralement modeste (au maximum quelques mètres) et de grande longueur L ($L / B > 10$) ;
- **Les semelles isolées**, dont les dimensions en plan B et L ne dépassent que de quelques mètres, incluent les semelles carrées ($B / L = 1$) ainsi que les semelles circulaires (de diamètre B).
- **Les radiers ou dallages**, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut 3 les radiers généraux.

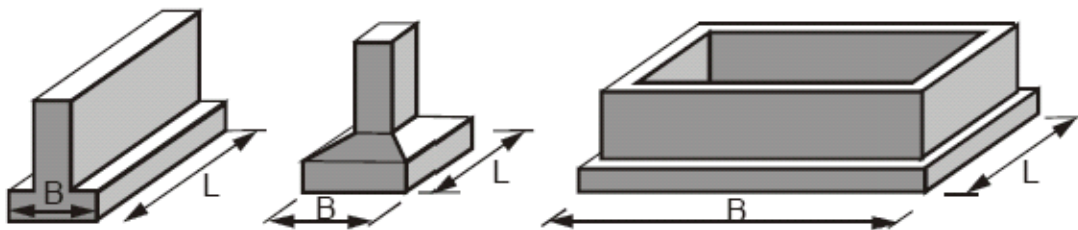


Figure II-2: Types de fondations superficielles.

II.3 Dimensionnement et la Rigidité des semelles

On différencie les semelles rigides des semelles flexibles. Empiriquement, une semelle est jugée rigide lorsque sa hauteur h respecte la relation suivante :

II.3.1 Les semelles isolées

Cette notion de rigidité intervient au niveau de l'interaction sol-semelle. Elle intervient essentiellement dans le calcul béton armé de la semelle, on ne descend jamais pour h en dessous de 0,15 m. (figure II.3)

$$h_t > \max \left(\frac{B - b}{4} + 0.05, \frac{L - a}{4} + 0.05 \right) (m)$$

$$h_0 > \max (15 \text{ cm}, 6\phi_l + 6 \text{ cm})$$

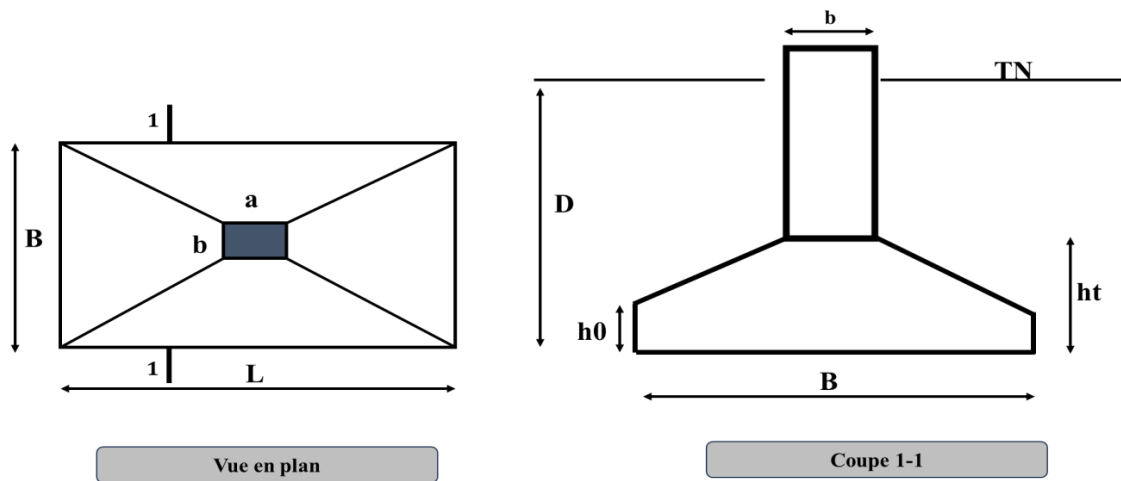


Figure II-3: détail de la semelle isolée

II.3.2 Les semelles filantes et radier

Pour les semelles filantes et les radiers, la rigidité est déterminée par l'inertie (hauteur), la configuration des trames (répartition des éléments porteurs), ainsi que par le coefficient d'élasticité du sol (k_z). La répartition des contraintes sur le sol dépend de la raideur de la semelle et de celle du sol. La théorie de la poutre sur sol élastique permet de définir la limite entre une semelle souple et une semelle rigide en calculant la longueur élastique l_e , déterminée par la

relation suivante : $l_e = \sqrt[4]{\frac{4E_c I_{xx}}{K_z B}}$ et $L_{max} \leq \frac{\pi l_e}{2}$ ainsi $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{7}$

h_p : La hauteur de la poutre rigidité

Ainsi alors la semelle est rigide et le calcul se fait en considérant une répartition trapézoïdale (linéaire). I_{xx} : Inertie de la semelle, E_c module d'élasticité (Young) du béton, B est la largeur de la semelle et K_z est le coefficient de raideur du sol (en pratique K_z varie entre 0,5 et 12 kg/cm^3). $L = \max(L_1, L_2, \dots)$ et a : Largeur des poteaux

- $K_z = 0,5 \text{ kg/cm}^3$: cas d'un très mauvais sol ($\sigma_s = 0,5$ à 1 bars),
- $K_z = 4 \text{ kg/cm}^3$: cas d'un sol moyen ($\sigma_s = 1.5$ à 2 bars),
- $K_z = 12 \text{ kg/cm}^3$: cas d'un très bon sol ($\sigma_s > 2$ bars: sol rocheux par exemple).

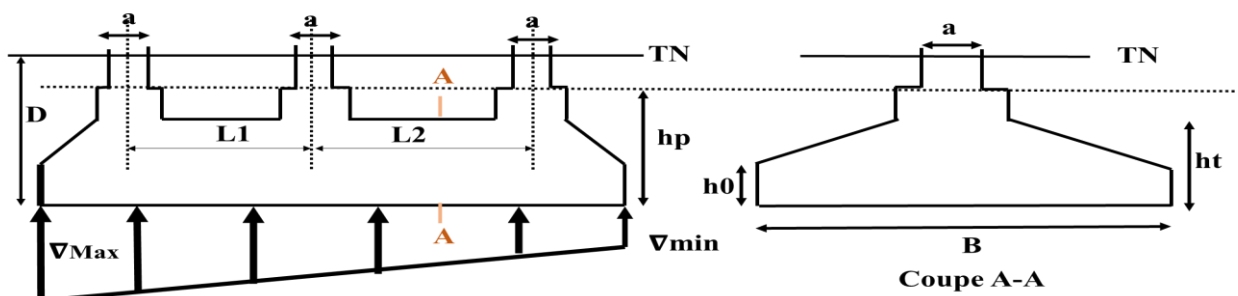


Figure II-4: Répartition des contraintes au sol

II.3.3 Comportement vis à vis des charges verticales

Concernant le fascicule 62- Titre V, on considère sous les charges verticales centrées ou excentrées.

$$Q_{ref} = q_{ref} \leq Q_a$$

II.3.3.1 Le modelé de Meyerhof

Pour les semelles rectangulaires on peut appliquer la méthode de Meyerhof qui consiste à calculer les contraintes uniformes sur un rectangle de surface réduite $B' = B - 2e$, La valeur de la contrainte de référence q'_{ref} est définie par (figure II.5)

Cas 1 : $q'_{ref} = \frac{Q}{L(B-2e_G)}$ Avec e_G : excentricité de la résultante verticale par rapport au centre d'inertie de la semelle (cas 1)

Cas 2 : $q'_{ref} = \frac{Q}{B(L-2e_G)}$ Avec e_G : excentricité de la résultante verticale par rapport au centre d'inertie de la semelle (cas 2)

$$e_G = \frac{M}{Q}$$

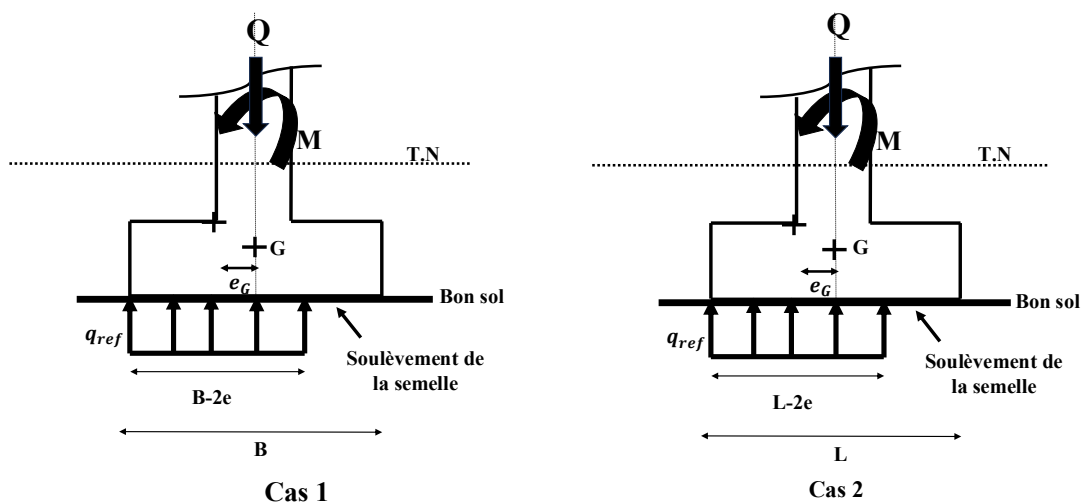


Figure II-5: Diagrammes des contraintes sous la semelle

II.3.3.2 Diagramme trapézoïdal (modèle Navier)

L'excentrement de la charge est pris en compte via la contrainte de référence « q_{ref} », appliquée par la semelle au sol, et comparée à la contrainte de rupture. Cette contrainte « q_{ref} » est située aux « $3/4$ » de la largeur comprimée, en supposant que le sol ne réagit pas aux contraintes de traction sur la partie décomprimée (figure II.6).

$$q'_{ref} = \frac{3q'_{max} + q'_{min}}{4} \text{ et } q'_{max} = \frac{Q}{B * L} + \frac{M}{I} * \frac{B}{2} \text{ et } q'_{min} = \frac{Q}{B * L} - \frac{M}{I} * \frac{B}{2}$$

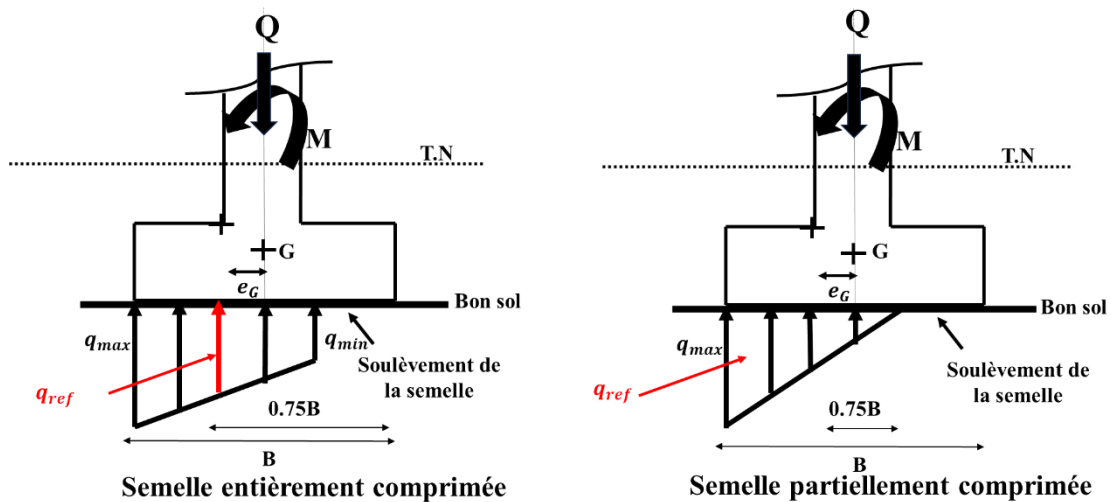


Figure II-6: Diagrammes des contraintes sous la semelle (modèle Navier)

La contrainte admissible Q_a est calculée selon la méthodologie suivante :

II.4 Méthodologie des fondations superficielles

La réalisation d'un projet de fondation commence par un calcul en mécanique des sols. Conformément à la méthodologie générale, il est nécessaire de considérer les éléments suivants

- Le calcul de rupture du massif de sol sous la fondation doit éviter que le sol ne se plastifie (ne subisse un poinçonnement) sous l'effet des charges appliquées par les semelles.
- Un calcul des déplacements aux limites (tassements) sous les semelles à l'ELS,
- Le calcul des fondations dépend de la répartition des contraintes, influencée par la rigidité des semelles, les propriétés du sol et les charges. Pour les semelles simples, des formules empiriques suffisent, tandis que les grands radiers nécessitent des modèles numériques avancés.
- Ce processus se termine toujours par un calcul du ferrailage longitudinal et transversal (Figure II.5).

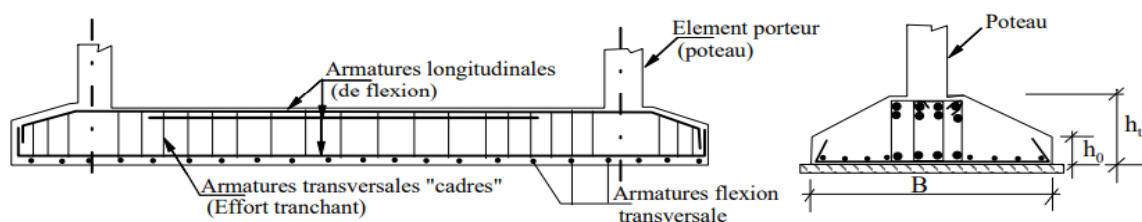


Figure II-7: Ferrailage longitudinal et transversal.

II.5 Comportement d'une fondation superficielle

Les essais sur des semelles rigides montrent que les fondations superficielles peuvent rompre de différentes manières, selon le type de chargement, l'excentricité de la charge, le type de sol, et la nature de la fondation. Le cas général concerne une semelle filante soumise à une charge verticale centrée dans un sol homogène. Avant l'application de la charge, le sol est en équilibre élastique. Lorsque la charge dépasse une valeur critique, le sol passe progressivement à un état d'équilibre plastique, la réaction du sol sous une structure peut être caractérisée par une valeur limite, appelée pression ultime ou contrainte de rupture Q_l

C'est pourquoi il est généralement admis que **la pression admissible (La contrainte admissible)** ne doit pas dépasser la pression de rupture divisée par un coefficient de sécurité F_s plus élevé. Pour les méthodes à l'état limite, ce coefficient est généralement compris entre 3 et 4, mais il peut être réduit à 1,7 à 2,5 dans le cas des radiers.

Q_l : Charge limite (ultime) et Q_a : charge admissible

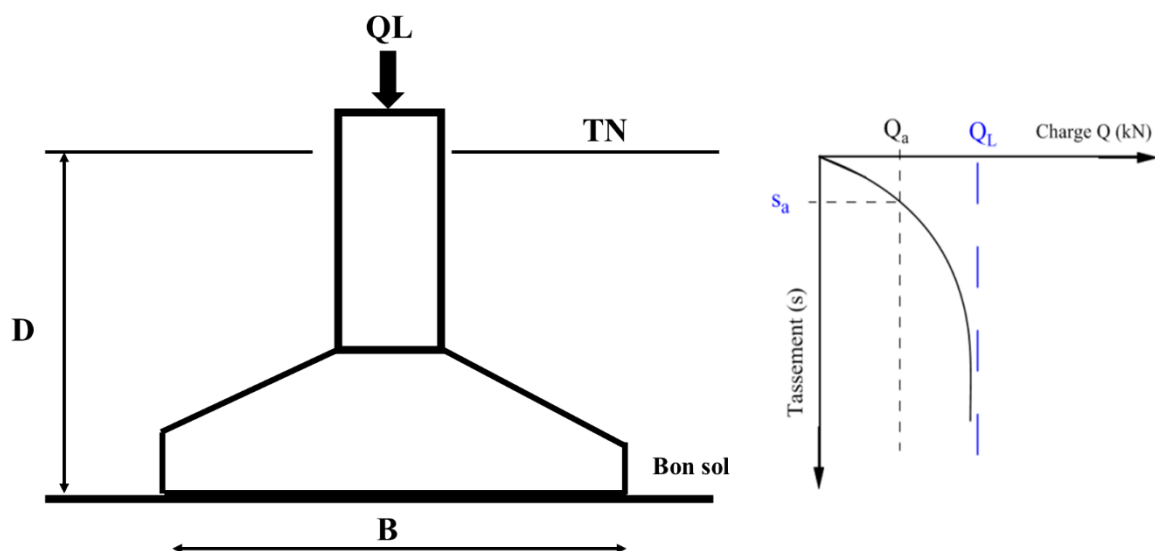


Figure II-8: Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle

II.5.1 Capacité portante et la contrainte admissible

Cette charge « Q_l » est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime).

La contrainte admissible Q_a (σ_{adm} ou σ_s) est la valeur maximale que peut exercer une fondation sur un sol sans provoquer de tassements excessifs ni risquer la rupture du sol.

II.5.1.1 DETERMINATION DE CONTRAINTE ADMISSIBLE

La contrainte admissible Q_a (σ_{adm} ou σ_s) est déduite de la contrainte ultime par la formule suivante : $Q_a = q'_0 + \frac{q_u - q'_0}{F_s}$, $F_s \geq 3$ et $q'_0 = \gamma D$

F_s prend les valeurs suivantes sous les différents états limites ($F_s = 2$ à l'ELU et (≥ 3) à l'ELS)

II.5.1.2 Contraintes admissibles (portances) déduites de l'expérience

Les tableaux II-1 fournissent des valeurs indicatives des contraintes admissibles q_a selon le type de sol, mais une étude de sol est indispensable pour dimensionner une fondation.

Tableau II-1: Valeurs de contraintes admissibles de sol selon le DTR-BC 2.331

Nature du sol	Qa	
	en (MPa)	en (bars)
Roches peu fissurées saines non désagrégées et de stratification favorable	0,5 à 3,0	5 à 30
Terrains non cohérents à bonnes compacité	0,25 à 0,50	2,5 à 5,0
Terrains non cohérents à compacité moyenne	0,05 à 0,25	0,50 à 2,50
Argiles	0,02 à 0,20	0,2 à 2,0

II.6 Application

II.6.1 Les données

Une semelle de dimensions $B \times L$, placée sous un poteau de 40×50 cm et ancrée à 1,2 m en dessous du sol naturel, repose sur un sol de portance (ELS) de 2.1bars, avec $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$ avec un effort ($N_s = 105 \text{ KN}$) et un moment selon la largeur L ($M_s = 350 \text{ KN.m}$)

- Dimensionner la semelle B , L , h_t , et h_0 (selon Meyerhof et Navier) en négligeant le PP semelle et rempli ;
- Déterminer les dimensions B , L , h_t et h_0 de la semelle (selon Meyerhof et Navier), en considérant le poids propre de la semelle et rempli.
- Faire un détail sur le coffrage

II.6.2 Solution

II.6.2.1 Coffrage de la semelle (en négligeant le PP semelle et des terres)

II.6.2.1.1 Coffrage selon modèle de Meyerhof

$$Q_{ref} = \frac{N_s}{(B - 2e) * L}$$

$$\textbf{Homothétie semelle /poteau : } \frac{L}{B} = \frac{l}{b} = \frac{0.5}{0.4} \quad B=0.8L \quad \textbf{et} \quad e = \frac{M}{N} = \frac{105}{350} = 0.3 \text{ m}$$

$$q_{ref} = \frac{350}{0.8L(L-0.6)} = \frac{350}{0.8L^2 - 0.48L} < 210$$

$$168L^2 - 100.8L - 350 > 0$$

$$L^2 - 0.6L - 2.08 > 0$$

$$\Delta = b^2 + 4ac = (-0.6)^2 - 4 * (1) * (-2.08) = 8.68$$

$$\sqrt{\Delta} = 2.95$$

$$L1 = \frac{-(-0.6) + \sqrt{8.68}}{2 * 1} = 1.77 \text{ m}$$

$$L2 = \frac{-(-0.6) - \sqrt{8.68}}{2 * 1} = -1.17 \text{ m} \quad (\text{éliminée})$$

$$L=1.80 \text{ m et } B=0.8*1.80=1.44 \text{ m}=1.45 \text{ m}$$

II.6.2.1.2 Selon Navier (diagramme trapézoïdal de contraintes DTC)

$$q'_{ref} = \frac{3q'_{max} + q'_{min}}{4}$$

$$q'_{max} = \frac{N_s}{BL} + \frac{6M}{L^2B} = q'_{max} = \frac{N_s}{0.8L^2} + \frac{6M}{0.8L^3}$$

$$q'_{min} = \frac{N_s}{8L^2} - \frac{6M}{0.8L^3}$$

$$q'_{ref} = \frac{N_s}{8L^2} + \frac{3M}{0.8L^3} = \frac{350}{8L^2} + \frac{315}{0.8L^3} = \frac{437.5}{L^2} + \frac{393.75}{L^3} \leq 210$$

$$210L^3 - 437.5L - 393.75 \geq 0$$

$$L^3 - 2.083L - 1.875 \geq 0$$

$$\mathbf{L = 1.77 \text{ m}}$$

$$L=1.80 \text{ m et } B=0.8*1.80=1.44 \text{ m}=1.45 \text{ m}$$

II.6.2.2 *Coffrage de la semelle (en prenant en compte le PP semelle et des terres) selon Meyerhof*

$$N_t = N_{ap} + N_p$$

$$\gamma_{moy} = \frac{25 + 20}{2} = 22.5 \frac{KN}{m^3}$$

$$N_p = 0.8L * L * D * \gamma_{moy} = 21.6 L^2$$

$$N_T = 350 + 27L^2 = 350 + 21.6L^2$$

$$V_{max} = \frac{350 + 21.6L^2}{0.8L(L - 0.6)} = < 210$$

$$V_{max} = 350 + 21.6L^2 = < 168L^2 - 100.8L$$

$$0 = < 146.4L^2 - 100.8L - 350$$

$$0 = < L^2 - 0.688L - 2.39$$

$$\Delta = b^2 + 4ac = (-0.688)^2 - 4 * (1) * (-2.39) = 10.03$$

$$\sqrt{\Delta} = 3.16$$

$$L = \frac{-(-0.688) + \sqrt{10.46}}{2 * 1} = 1.92 \text{ m}$$

$$L = 1.95 \text{ m et } B = 0.8 * 1.95 = 1.56 \text{ m} = 1.60 \text{ m}$$

Remarque importante : Soit une augmentation du coffrage de l'ordre **de 12 %**, donc à ne pas négliger le PP semelle et des terres dans le dimensionnement des fondations.

II.6.2.3 Calculer ht

$$h_{t1} > \frac{B - b}{4} + 0.05 = 0.3375 \text{ m}$$

$$h_{t2} > \frac{L - a}{4} + 0.05 = 0.4125 \text{ m}$$

Max (h_{t1} , h_{t2}) = 0.4125 m on prendre h_t = 0.45 m

II.6.2.4 Details de coffrage

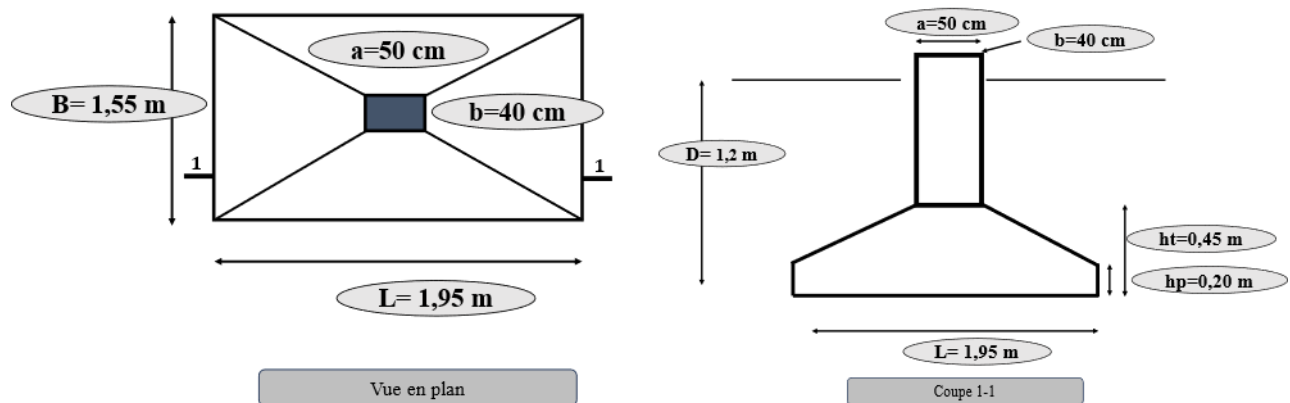


Figure II-9: Details de coffrage

II.6.3 Etude théorique de la charge limite (Contrainte ultime ou capacité portante) d'une semelle $Q_L = Q_u = q_u$

Il existe deux approches pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion « C » et de l'angle de frottement « ϕ » (méthodes de la théorie de plasticité) et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite « p_l » du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe « q_c » du pénétromètre statique SPT.

Partie 1 : Des essais de laboratoire

II.6.3.1 Application de la théorie de la plasticité

- Le sol est un matériau rigide plastique de caractéristiques γ , C et ϕ
- Semelle filante horizontale, parfaitement lisse ;
- Charge verticale centrée « Q » (par mètre linéaire) ;
- La contrainte limite « QL » obtenue est la contrainte moyenne uniformément répartie sous la semelle.

II.6.3.1.1 Principe de superposition de Terzaghi

Considérons la figure II.10 qui est le schéma de rupture d'une fondation superficielle :

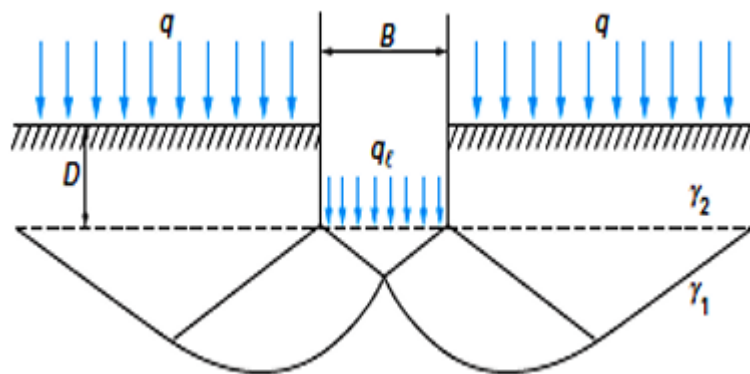


Figure II-10: Schéma de rupture d'une fondation superficielle.

Le principe de superposition consiste à superposer trois états :

1. Etat 1 : Sol frottant, non cohérent et sans surcharge

Résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle (figure II.11) → entraîne une résistance « Q_γ ». En posant $q_u = q_\gamma$ (contrainte ultime de surface) : $q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$ avec :

- γ : poids volumique du sol sous la semelle
- N_γ = en fonction de φ qui est l'angle de frottement du sol sous la semelle, selon Eurocode (EC 7)

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi$$

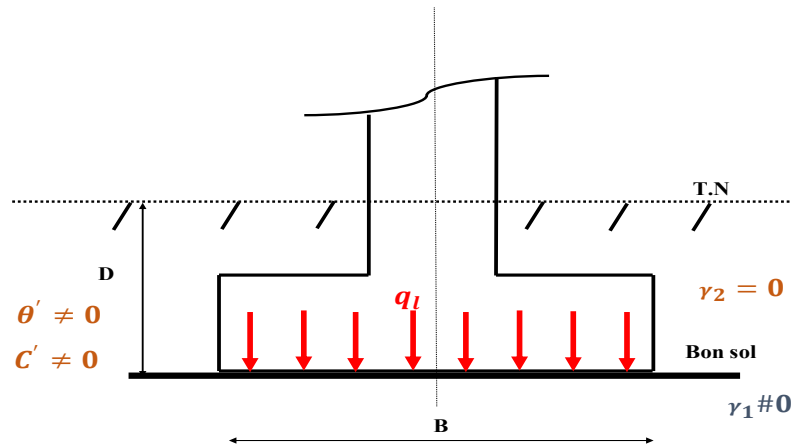


Figure II-11: Méthode de superposition de Terzaghi (terme de surface).

2. Etat 2 : Sol frottant, non pesant, non cohérent avec surcharge

Action des terres situées au-dessus du niveau des fondations (figure II.12) et supposées agir comme une surcharge $\rightarrow$ entraîne une résistance « Q_p ». En posant $q_u = q_q$ (contrainte ultime de profondeur) : $q_u = \gamma_2 D N_q$ avec :

- γ_1 : poids volumique du sol au-dessus de la semelle.
- $N_q = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) * e^{\pi * \text{tg} \varphi}$

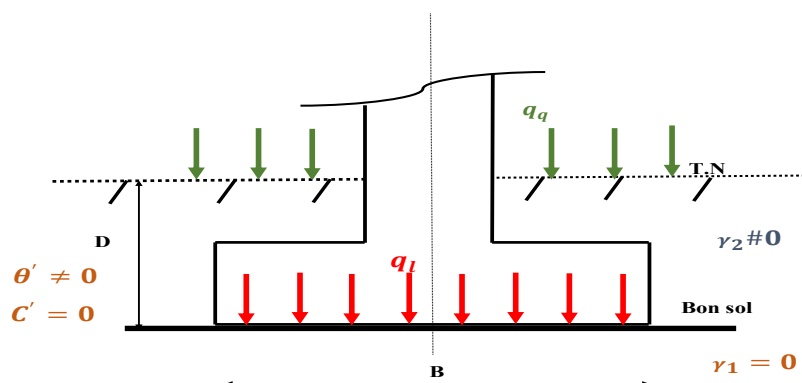


Figure II-12: Méthode de superposition de Terzaghi (terme de profondeur N_q)

3. Etat 3: Sol frottant et cohérent (terme de cohésion N_c)

Sol non pesant purement cohérent d'où une charge de rupture (figure II.13). En posant $q_u = q_c$ (contrainte ultime de cohésion) : $q_u = CN_c$ Avec :

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}$$

Remarque : Pour un sol fin saturé cisaillé à court terme $\varphi_u = 0$ et $c_u \neq 0$; on fait tendre $\varphi \rightarrow 0$ et on obtient : $N_c = \pi + 2$ (cassepelle lisse) (Terzaghi pour une semelle rugueuse a montré : $N_c = 5,71$).

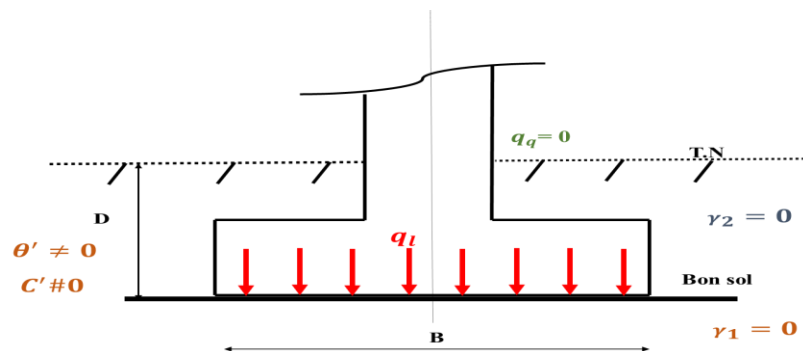


Figure II-13: Méthode de superposition de Terzaghi (terme de cohésion N_c)

La capacité portante limite q_u du sol de fondation (**semelle filante** soumise à une **charge verticale centrée** (figure II.11) est donnée par :

$$q_u = q_y + q_q + q_c = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q + CN_c$$

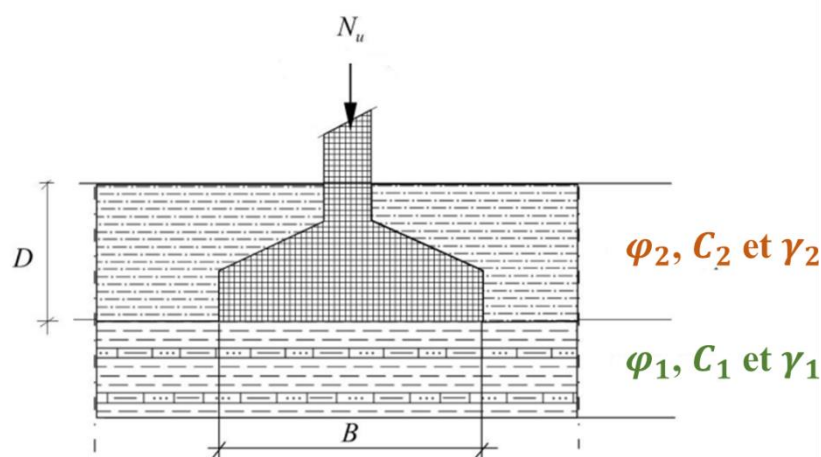


Figure II-14: Une semelle filante ancrée dans un sol hétérogène (bicouche).

Remarque : On utilisera B' au lieu de B , pour une semelle soumise à une flexion composée ($B' = B - 2.e$) avec l'excentricité $e = \frac{M_u}{N_u}$

Le **Tableau II.3** regroupe les valeurs des facteurs de portance d'après **DTR- BC 2.331 (Règlement Algérien)** en fonction de l'angle de frottement interne ϕ

Tableau II-2: Facteurs de portance donnés par le DTR- BC 2.331.

ϕ	N_γ	N_q	N_c
0	0.0	1.0	5.14
5	0.1	1.6	6.5
10	0.5	2.5	8.4
15	1.4	4.0	11.0
20	3.5	6.4	14.8
25	8.1	10.70	20.70
30	18.10	18.40	30.0
35	41.10	33.3	46.0
40	100.00	64.20	75.3
45	254.00	135.0	134.0

Lorsque l'angle de frottement se situe entre les valeurs intermédiaires $\phi \in [\phi_1, \phi_2]$ qui corresponde les facteurs de portance $[N_{1\gamma,q,c}, N_{2\gamma,q,c}]$ des données du tableau II.3, on utilise une équation d'interpolation pour estimer sa valeur.

$$N_{\gamma,q,c}(\phi) = N_{1\gamma,q,c} + \frac{(\phi - \phi_1)(N_{2\gamma,q,c} - N_{1\gamma,q,c})}{(\phi_2 - \phi_1)}$$

Exemple calcule : N_γ de $\phi = 17^\circ$

$$N_\gamma = 1.4 + \frac{(17 - 15)(3.5 - 1.4)}{20 - 15} = 2.24$$

II.6.4 Calcul de la capacité portante pour des cas particuliers

Dans le cas des semelles isolées, on utilise des coefficients empiriques pour passer de l'étude théorique en déformation plane 2D au comportement réel en 3D. La relation q_u est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs s_γ , s_c et s_q pour tenir compte de la

forme de la fondation. Les valeurs de ces coefficients multiplicateurs sont données dans les tableaux

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_1 S_\gamma B' N_\gamma + \gamma_2 S_q D N_q + C S_c N_c$$

Tableau II-3: Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées)

Fondation	Rectangulaires ou carrées (B/L=1)		Circulaires
S_γ (1)	$1 - 0.2 \frac{B}{L}$	0.8	0.6
S_q	1	1	1
S_c	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$	1.2	1.3
(1) Conditions drainées, seulement			

II.6.5 Cas d'une charge inclinée

L'expression de la contrainte ultime sous des charges verticales reste valide, à condition d'intégrer des coefficients correcteurs (i_γ , i_q , et i_c), dont les valeurs sont inférieures à 1, définis comme suit :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_1 S_\gamma B' N_\gamma i_\gamma + \gamma_2 S_q D N_q i_q + C S_c N_c i_c$$

D'après le DTR-BC 2.331

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{Et} \quad i_q = i_c = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2$$

δ : Angle d'inclinaison de la charge formé par rapport à la verticale. On n'oubliera pas de préciser quel φ et quel c (figure II.15)

- Pour les sables et graviers ($\varphi' \neq 0$) avec $c' = 0$ quelle que soit la vitesse de chargement.
- Pour les argiles et limons c et φ dépendent de la vitesse de chargement

Remarque :

1. Sous chargement instantanée et Court terme (phase de courte durée de chantier) on parle sur les contraintes totale γ, φ et C

2. Sous chargement très lent ou à la fin de la consolidation pour les sols fins saturés, on parle sur les contraintes effectives γ' , φ' et C'

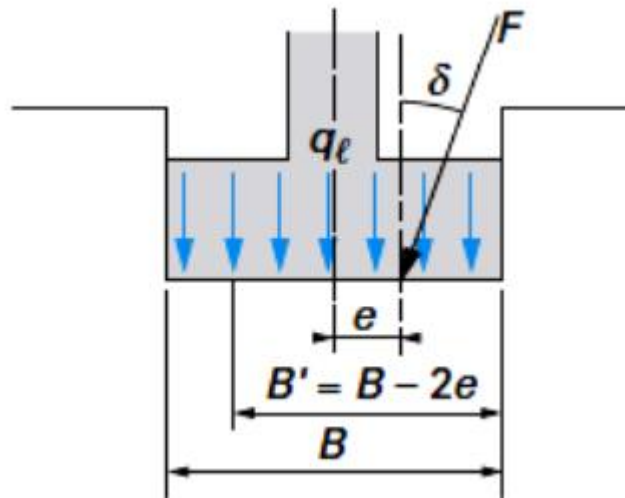


Figure II-15: Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B

II.7 Application

II.7.1 Les données

On considère une semelle rectangulaire $(1 \times 2) \text{ m}^2$, encrée de $D=0.5 \text{ m}$ dans une couche de sable de caractéristiques (figure II.16) $\gamma_h = 17 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$ et de cohésion $C' = 0$ et l'angle de frottement $\varphi' = 35^\circ$. La nappe phréatique est située au niveau de la base de la semelle, et le sol est caractérisé par un poids volumique saturé est $\gamma_{sat} = 20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$.

- Calculer la charge verticale maximale N_u que l'on peut appliquer à la fondation (ELU) selon DTR.
- Que se passe-t-il si la charge reste verticale mais est excentrée de 0.15 m par rapport à l'axe de la fondation suivant le cote B. prendre un coefficient de sécurité $F_s=3$
- Que se passe-t-il si la fondation est soumise à charge inclinée de $\delta = 10^\circ$ par rapport à le vertical ?justifier votre réponse par un calcul prendre $F_s=2$

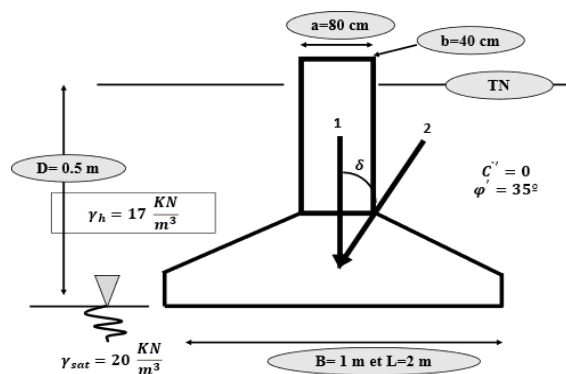


Figure II-16: Une semelle isolée

II.7.2 Solution

II.7.2.1 Calculer la charge verticale maximale N_u :

Coefficients de forme: $s_q = 1, s_c = 1.1, s_\gamma = 0.9$

Coefficients de portance $N_q = 33.3 \text{ } N_c = 46.12 \text{ } N_\gamma = 41.83$

$$q_u = 0.5\gamma N_\gamma s_\gamma B + q_0 N_q s_q = 0.5 \times 10 \times 41.1 \times 1 \times 0.9 + (33.3 \times 1 \times 17 \times 0.5) = 468 \text{ KPa}$$

$$Q_a = q'_0 + \frac{q_u - q'_0}{F_s} = Q_a \rightarrow 17 \times 0.5 + \frac{468 - 17 \times 0.5}{3} = 161.66 \text{ KPa}$$

$$Q_{ref} \leq Q_a \rightarrow \frac{N_u}{S} = \frac{N_u}{1 \times 2} = 161.66 \text{ KPa} \rightarrow N_u \leq 161.66 \times 2 = 323.33 \text{ KN}$$

II.7.2.2 la charge reste verticale mais est excentrée de 0.15 m

$$q_u = 0.5\gamma N_\gamma s_\gamma B' + q_0 N_q s_q = 0.5 \times 10 \times 41.1 \times (1 - 2 \times 0.15) \times 0.9 + (33.3 \times 1 \times 17 \times 0.5) = 412.512 \text{ KPa}$$

$$Q_a = q'_0 + \frac{q_u - q'_0}{F_s} = Q_a \rightarrow 17 \times 0.5 + \frac{412.512 - 17 \times 0.5}{3} = 143.17 \text{ KPa}$$

$$Q_{ref} \leq Q_a \rightarrow \frac{N_u}{S} = \frac{N_u}{1 \times 2} = 143.17 \text{ KPa} \rightarrow N_u \leq 143.17 \times 2 = 286.34 \text{ KN}$$

II.7.2.3 La force est diminué lorsque la force sera excentrée

si la fondation est soumise à charge inclinée de $\delta = 10^\circ$ par rapport à le vertical

Les coefficients d'inclinaison de la charge s : $i_q = i_c = (1 - \frac{2 \times 10}{180})^2 = 0.79$ et $i_\gamma = (1 - \frac{10}{35})^2 = 0.51$

$$q_u = 0.5\gamma N_\gamma s_\gamma B + q_0 N_q s_q = 0.5 \times 10 \times 41.1 \times 1 \times 0.9 \times 0.51 + 33.3 \times 1 \times 17 \times 0.5 \times 0.79 = 319.60 \text{ KPa}$$

$$Q_a = q'_0 + \left(\frac{q_u - q'_0}{F_s} \right) i_\gamma = Q_a \rightarrow 17 \times 0.5 + \left(\frac{319.60 - 17 \times 0.5}{3} \right) \times 0.51 = 61.387 \text{ KPa}$$

$$Q_{ref} \leq Q_a \rightarrow \frac{N_u}{S} = \frac{N_u}{1 \times 2} = 61.387 \text{ KPa} \rightarrow N_u \leq 143.17 \times 2 = 122.78 \text{ KN}$$

Partie 2 : Des essais in situ

Les essais in situ pour fondations superficielles évaluent directement les propriétés du sol sur le terrain. Ils mesurent la capacité portante, la compacité, et la cohésion du sol en conditions réelles, contrairement aux essais en laboratoire. Ils incluent des méthodes comme :

II.8 Essais de pénétration dynamique (pdl)

L'essai de pénétration dynamique lourd évalue la résistance à l'enfoncement d'un ensemble de tiges en fonction de la profondeur, en appliquant un battage normalisé.

L'essai de pénétration dynamique lourd permet de déterminer la résistance du sol à la pénétration, ce qui aide à évaluer les caractéristiques mécaniques du sol, comme sa compacité et sa capacité portante. Ces informations sont essentielles pour concevoir des fondations adaptées et comprendre le comportement du sol sous des charges appliquées.

II.8.1 Principe de l'essai

Le test consiste à enfoncer des tiges lisses de 30 à 45 mm de diamètre dans le sol à l'aide d'une masse de 64 kg tombant de 75 cm. On enregistre le nombre de coups nécessaires pour enfoncer les tiges de 20 cm. Une pointe débordante est utilisée pour éliminer le frottement latéral (figure II.15).

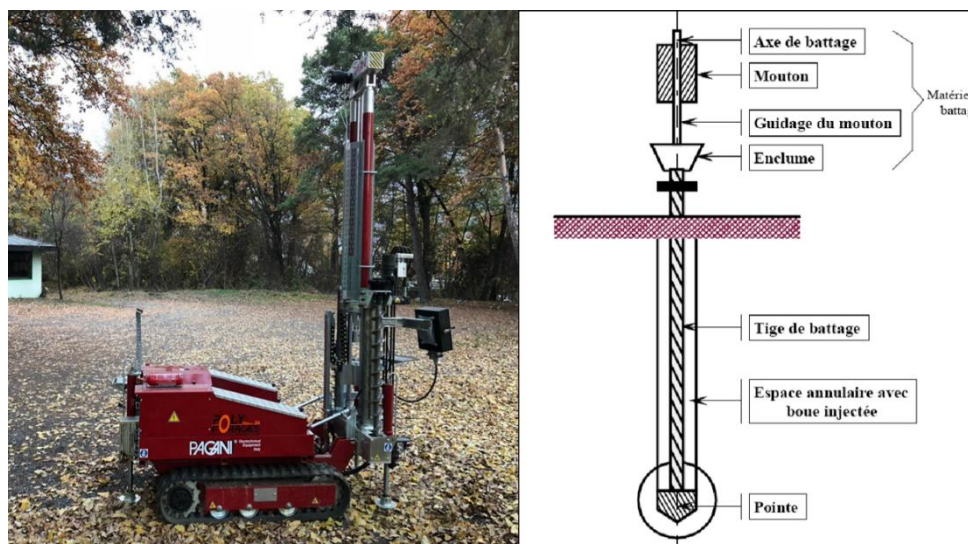


Figure II-17: Pénétromètre dynamique lourd (PDL).

Il est recommandé que l'interprétation de l'essai pour un calcul de la capacité portante des fondations soit à limiter principalement aux sols pulvérulents. on applique à ces essais la formule de battage dite des Hollandais (BOUAFIA, 2004). La résistance de pointe R_d (figure II.18) est exprimée en fonction de la profondeur conventionnellement par la formule suivante

$$: R_d = \frac{mgH}{A_{pe}} * \frac{m}{m+m'} \text{ avec :}$$

- m: Masse du mouton (64kg : type B).
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2)
- H: Hauteur de chute en ($H=0,75m$ pour le type B)

- A_p : Section droite du cône en (m²) / Type B : ($A = 20\text{cm}^2$).
- e : Enfoncement moyen sous un coup de battage : $e = 0,1/N_{d10}$ ou bien $(0,2/N_{d20})$ en (m)
- m' : Masse frappée masse totale des tiges, du guide et de l'enclume (kg).

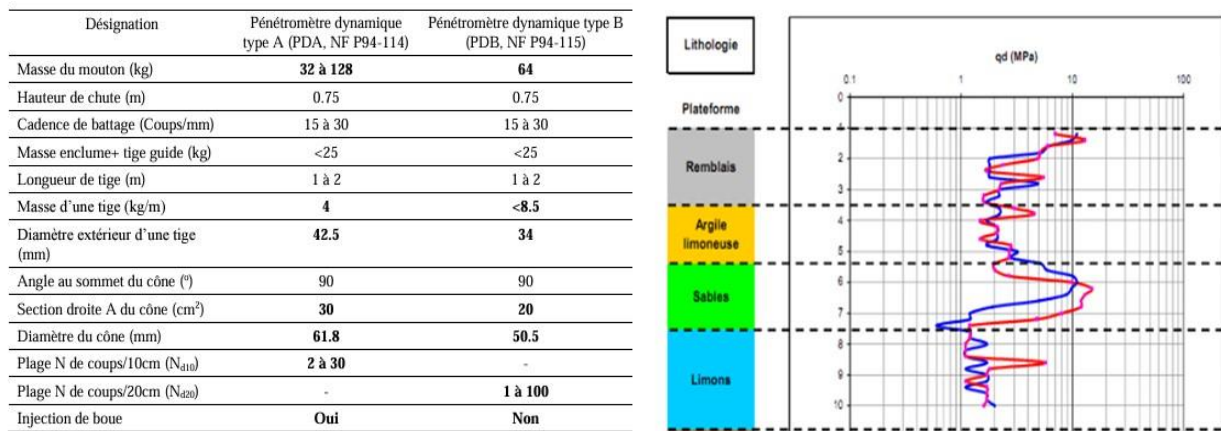


Figure II-18: Exemple d'un résultat d'essai au pénétromètre dynamique (type B).

II.8.2 Capacité portante à partir du PDL

Sanglerat (1983) a lié la portance en service (ELS) à la résistance en pointe R_d du pénétromètre dynamique. Le taux admissible q_a est le vingtième de R_d selon la formule des Hollandais, avec un coefficient de sécurité de 4. Cette règle s'applique aux fondations en sable à une profondeur minimale égale à leur largeur :

$$\text{Sables et argiles : } q_{adm} = \frac{R_d}{20} \quad \text{et} \quad \text{Sables grossiers compacts : } q_{adm} = \frac{R_d}{15}$$

Dans le cas d'une semelle d'ancrage D , les formules suivantes s'appliquent également sous les différentes combinaisons d'actions (DTR- BC 2.331) :

$$q_u = \frac{R_d}{5 a^7} \rightarrow q_a = q'_0 + \frac{q_u + q'_0}{F_s} \quad \text{tel que} \quad \left(\begin{array}{l} F_s \geq 3 \text{ (3 - 4) à l'ELS} \\ F_s = 2 \text{ à l'ELU et l'ELA} \end{array} \right)$$

Remarque : L'essai de pénétration dynamique n'est pas efficace pour les sols fins saturés, tels que les limons sous nappe phréatique, car l'eau absorbe toute l'énergie de battage, ce qui réduit la fiabilité des mesures de résistance obtenues.

II.9 Essai de pénétration statique (CPT)

L'essai de pénétration statique est adapté aux sols fins et grossiers avec des particules de taille inférieure à 20 mm. La profondeur de pénétration dépend de la capacité de l'appareil. Cet essai est surtout utilisé pour dimensionner les pieux et pour classer les sols. Le module oedométrique des sols argileux peut être estimé grâce à des corrélations semi-empiriques

II.9.1 Principe de l'essai

L'essai de pénétration statique (figure II.19) consiste à enfoncer lentement un train de tiges terminé par un cône dans le sol,

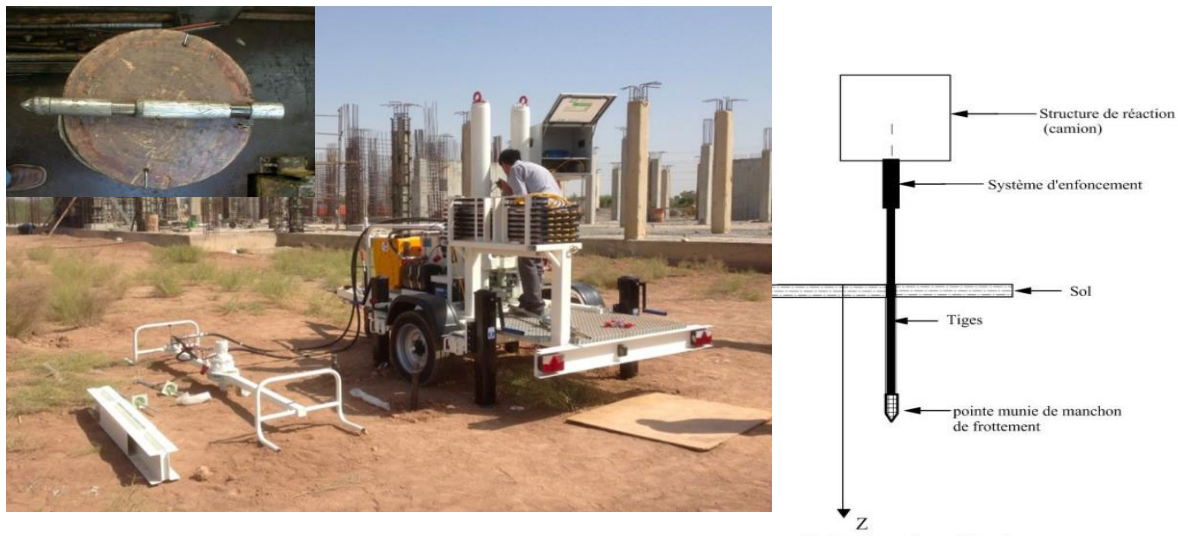


Figure II-19: Pénétromètre statique (CPT).

Tout en mesurant en continu la résistance à la pénétration (q_c) et le frottement latéral (q_s). La profondeur de pénétration est limitée par la capacité de l'appareil, dont la puissance varie de 20 à 250 kN. Les pénétromètres statiques sont équipés pour mesurer séparément l'effort sur la pointe et le frottement latéral. Les résultats sont représentés sur un diagramme, avec la profondeur et la nature des couches traversées en ordonnées, et les contraintes mesurées en abscisses. Les caractéristiques principales de l'essai de pénétration statique sont les suivantes :

- **Vitesse d'enfoncement** : $2 \text{ cm/s} \pm 0,5$.
- **Pas de saisie des données** : 10 cm (un pas de 20 cm est couramment utilisé en pratique).
- **Force de Pénétration** : variant entre 20 et 250 kN.
- Angle au sommet du cône : $\beta=60^\circ$
- **Section de la pointe (pour le calcul de q_c)** : $A=10 \text{ cm}^2$
- **Surface latérale du manchon de frottement** : 150 cm^2 .
- **Un rapport (ratio) de frottement** : $R_f = \frac{f_s}{q_c}$

II.9.2 Capacité portante à partir du pénétromètre statique (CPT)

D'après le fascicule 62 titre 5 et le DTR- BC 2.331, la contrainte ultime q_u sous la fondation ainsi que la contrainte admissible sont données par les relations suivantes :

$$q_u = i_\delta K_c q_{ce} + q'_0 \rightarrow q_a = q'_0 + \frac{q_u + q'_0}{F_s} \text{ tel que } \begin{pmatrix} F_s \geq 3 \text{ (3-4) à l'ELS} \\ F_s = 2 \text{ à l'ELU et l'ELA} \end{pmatrix}$$

q'_0 : contrainte verticale effective au niveau de la fondation $q'_0 = \gamma D$

q_{ce} : Résistance de pointe équivalente du sol : C'est la résistance moyenne calculée sur une épaisseur de $1,5.B$ sous la semelle, après avoir écrêtée les valeurs supérieures à 1,3 fois la moyenne ($q_{c \text{ moy}}$).

i_δ : Coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison de la charge ($i_\delta = 1$, cas quand la charge est verticale)

$$K_c : \text{Coefficient de portance (Tableau II-5)}. K_c = K_1 \left[1 + K_2 (0.6 + 0.4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B} \right]$$

D : Ancrage de la semelle dans le sol.

$$D_e : \text{La hauteur d'ancrage équivalent. } D_e = \frac{1}{q_{ce}} * \int_0^D q_c^*(z) dz = \frac{1}{q_{ce}} \sum_{i=1}^N q_{ci}^* \Delta Z_i$$

$q_c^*(Z)$: Valeurs écrêtées de la résistance en pointe du pénétromètre statique.

Tableau II-4: Valeurs du coefficient de portance K_c (Dhouib, 2016).

Catégorie de sol	Coefficients		Valeurs maximales de K_c	
	K_1	K_2	Semelle isolée	Semelle filante
Argiles et limons A, craies A	0.32	0.35	0.60	0.8
Sables A	0.14	0.35	0.26	0.21
Sables et graviers B	0.11	0.5	0.25	0.19
Sables et graviers C	0.08	0.8	0.24	0.18
Craies B (*)	0.17	0.27	0.29	0.24
(*) : Les coefficients des craies B peuvent être appliqués dans le cas des marnes, marno-calcaires et des roches altérées.				

Les catégories conventionnelles des sols, définies par Philipponnat (2002) et le fascicule 62, titre 5, sont utilisées pour classer les sols selon un tableau spécifique (tableau II.6).

Remarque : Lorsque les profils de pénétration révèlent des valeurs de q_c inférieures à 5 bars dans la zone d'influence des fondations, une étude complémentaire est nécessaire avant de déterminer le type de fondation et la contrainte admissible q_a

Tableau II-5: Catégories conventionnelles des sols (Lambert et al ; 2013)

Classe de sol		Description de consistance	Pressiomètre P_l en (MPa)	Pénétromètre Statique q_c (MPa)
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	<0.7	<3.0
	B	Argiles et limons fermes	1.2 - 2.0	3.0-6.0
	C	Argiles très fermes à dures	>2.5	>6.0
Sables, graves	A	Lâches	<0.5	<5.0
	B	Moyennement compacts	1.0-2.5	8.0-15.0
	C	Compacts	>3.0	>20.0
Craies	A	Molles	< 0,7	< 5,0
	B	Altérées	1,0 – 2,5	>5,0
	C	Compactes	>3,0	---
Marnes Marno- calcaire	A	Tendres	1,5 – 4,0	---
	B	Compactes	>4,5	---
Roches*	Q	Altérées	2,5 – 4,0	---
	B	Fragmentées	> 4,5	---
(*) L'appellation « roches » peut regrouper des matériaux divers: calcaires, schistes, granite, etc. Cette classification est réservée aux matériaux présentant des modules pressiométriques > 50 à 80 MPa				

II.10 Essai pressiométrique menard

L'essai pressiométrique mesure la déformabilité et la résistance du sol en place en dilatant radialement une sonde cylindrique introduite dans un forage. Il permet de déterminer un paramètre de déformabilité (EM) et une caractéristique de rupture (PI). Deux types de pressiomètres existent : le type E, appliquant des surpressions jusqu'à 30 bars pour les ouvrages courants, et le type G, atteignant 100 bars pour les roches et grandes profondeurs.

II.10.1 Principe de l'essai

Le procédé consiste à introduire dans le sol, une sonde cylindrique dilatable (figure II.20). Cette sonde est reliée à un appareil de mesure pression-volume, appelé Contrôleur Pression Volume (CPV), situé à la surface du sol. L'essai permet d'obtenir une courbe "pression appliquée-volume injecté", représentative de la relation contrainte-déformation jusqu'à la rupture du sol en place. Pour cela on injecte de l'eau sous pression dans la sonde de mesure qui vient déformer le sol. Le volume injecté et la pression appliquée sont mesurés. Le volume d'eau injecté nous renseigne sur la déformation du sol, et la pression de l'eau nous renseigne sur la contrainte reprise par le sol (BOUAFIA, 2004).

À chaque palier il faut noter la pression appliquée et le volume injecté dans la sonde au moins aux temps $t=15$ s ; $t=30$ s ; $t=60$ s. Deux sondages consécutifs ne doivent pas être réalisés

à une distance inférieure à 0,75 m. L'exploitation des résultats permettra de connaître deux caractéristiques pressiométriques importantes du sol que l'on utilise pour le dimensionnement des fondations :

- P_l : pression limite du sol (caractéristique de rupture du sol) ;
- E_M : module pressiométrique Ménard (caractéristique de déformabilité du sol).

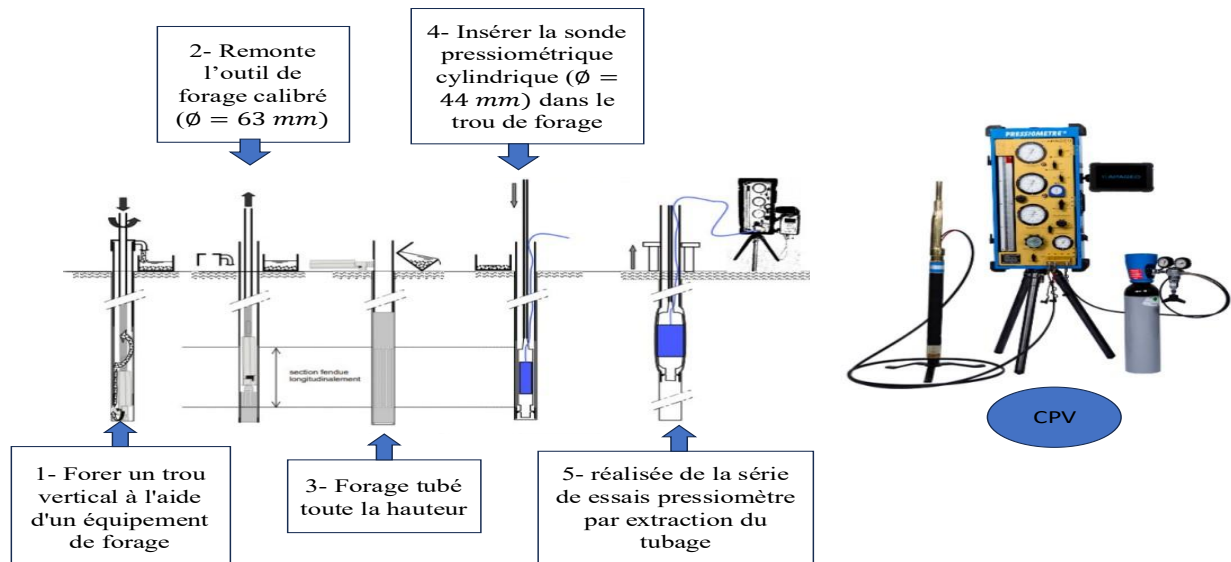


Figure II-20: Schéma de principe d'un pressiomètre de Ménard

II.10.2 Exploitation des résultats

Pour un essai à une profondeur donnée, la courbe pressiométrique brute est la représentation graphique du volume d'eau injecté dans la sonde en fonction de la pression d'eau $V = f(p_r)$. p_r est la pression d'eau lue au manomètre du CPV et V le volume de liquide injecté dans la sonde et mesuré à la fin de chaque palier de pression. Cette courbe brute doit être corrigée en prenant en compte la résistance propre de la sonde, et la pression hydrostatique dans les tubulures (figure II.21).

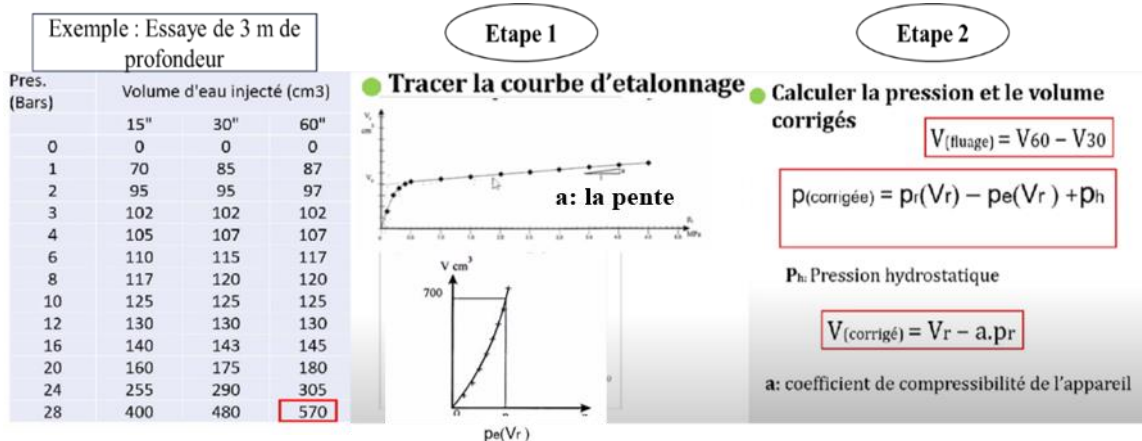


Figure II-21: Les étapes pour déterminer l'allure d'une courbe pressiométrique

La figure II.20 montre une courbe pressiométrique typique. Elle comprend schématiquement trois parties

Phase de recompactage : du sol autour de la sonde pressiométrique, on peut déterminer une valeur approchée de la pression p_0 de la manière suivante :

$$p_0 = K_0[\gamma_d h_w + \gamma'(h - h_w)] + \gamma_w(h - h_w)$$

K_0 : Coefficient des terres au repos (on prend en général $K_0 = 0.5$)

γ_d : Poids volumique du sol sec,

γ' : Poids volumique apparent immergé du sol,

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$) :

Dans le cas où le niveau d'eau est au-dessus du terrain naturel (cas des essais réalisés en mer), l'expression précédente devient :

$$p_0 = K_0 \gamma' h + \gamma_w(h - h_w)$$

Phase pseudo-élastique : Elle est encadrée par la pression horizontale des terres au repos p_0 et la pression de fluage p_f , qui marque le début de déformations plastiques significatives autour de la sonde. Cette phase est caractérisée par un module pressiométrique E_M défini par l'expression suivante:

$$E_M = 2(1 + \nu)(V_0 + V_m) \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

ν : coefficient de Poisson du sol,

V_0 : volume initial de la sonde au repos,

V_m : variation de volume correspondant à la valeur moyenne de la pression appliquée dans la phase pseudo-élastique,

$\frac{\Delta p}{\Delta V}$: l'inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe.

Phase de grandes déformations (plastique) : Elle commence à la pression de fluage p_f et se termine à la pression limite p_l , qui correspond à la rupture du sol. La pression limite p_l est la pression maximale que le sol peut supporter avant de subir une déformation plastique continue, indiquant la rupture. Elle est généralement définie lorsque le volume de la sonde atteint deux fois son volume initial (figure II.22).

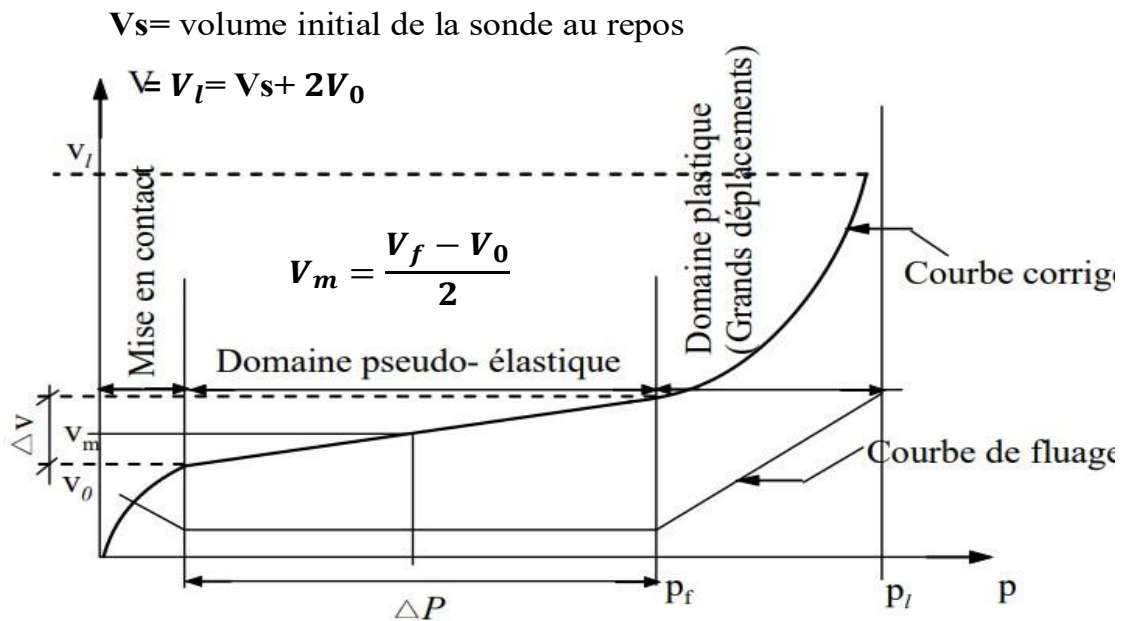


Figure II-22: La courbe pressiométrique.

II.10.3 Classification des sols à partir des résultats d'essais pressiométriques

La classification des sols à partir des résultats d'essais pressiométriques se base principalement sur deux paramètres clés obtenus lors de l'essai : le **module pressiométrique** E_M et la **pression limite** p_l (Tableau II.7 et II.9)

Tableau II-6: Domaine de variation des paramètres pressiométriques (Cassan, 1988).

Types de sols	E_M (MPa)	p_l (MPa)
Vases et tourbes	0,2 - 1,5	0,02 - 0,15
Argiles molles	0,5 - 3	0,05 - 0,3
Argiles plastiques	3 - 8	0,3 - 0,8
Argiles raides	8 - 40	0,6 - 2
Marnes	5 - 100	0,6 - 6
Sables vaseux	0,5 - 2	0,1 - 0,5
Limon	2 - 10	0,2 - 1,5
Sable et gravier	8 - 100	1,2 - 5
Sables sédimentaires	7,5 - 40	1 - 5
Roches calcaires	80 - 20000	3 à (+) de 10
Remblais récents	0,5 - 1	0,05 - 0,3
Remblais anciens	4 - 15	0,4 - 1
Remblais graveleux récents bien compacts	10 - 15	1 - 2,5

Ces paramètres permettent d'évaluer la capacité portante et la compressibilité du sol, ainsi que de classer le sol en fonction de ses caractéristiques mécaniques

Ménard a souligné que le rapport $E_M/(p_l - p_0)$ reflète la "raideur" du sol, crucial pour sa classification (Tableau II-8).

Tableau II-7: Classification des sols d'après L. Ménard (Cassan, 1978)

$E_M/(p_l - p_0)$	Nature des sols
Argiles	
$E_M/(p_l - p_0) < 5$	Argile remaniée et triturée
$5 < E_M/(p_l - p_0) \leq 8$	Argile sous-consolidée ou légèrement remaniée
$8 < E_M/(p_l - p_0) \leq 12$	Argile normalement consolidée
$12 < E_M/(p_l - p_0) \leq 15$	Argile légèrement surconsolidée
$E_M/(p_l - p_0) > 15$	Argile fortement surconsolidée
Sables purement frottant	
$E_M/(p_l - p_0) < 5$	Sable remanié
$6 < E_M/(p_l - p_0) < 8$	Sables et graviers immergés
$E_M/(p_l - p_0) > 10$	Sables, sables et graviers secs et serrés

Tableau II-8: Classification des sols à partir de la pression limite p_l

Nature du sol	Pression limite p_l (kPa)	Consistance	Constructibilité
Argile	0 à 75	Très molle	Sol de très mauvaise qualité, inadapté aux fondations et nécessitant des études complémentaires.
	75 à 150	Molle	
	150 à 350 350 à 800	Consistance raide	Sol adapté aux fondations peu chargées
	800 à 1600	Très raide	Sol pouvant supporter des fondations moyennement chargées
	>1600	Dure	Sol ne posant aucun problème de fondation
Sable	0 à 200	Très lâche	Très médiocre.
	200 à 500	Lâche	Sol adapté aux fondations peu chargées
	500 à 1500 1500 à 2500	Compacte dense	Sol pouvant supporter des fondations moyennement chargées.
	>2500	Très dense	Sol ne posant aucun problème de fondation

II.10.4 Pression limite nette équivalente

Pour des fondations reposant sur des couches non homogènes, mais présentant des valeurs de pression limite similaires sur au moins 1,5 fois la largeur de la semelle en profondeur (Figure II.21), on utilise la moyenne géométrique pour déterminer p_{le}^* .

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{p_{l5}^* * p_{l6}^* * p_{l7}^* * p_{l8}^* * \dots * p_{ln}^*}$$

$p_{l5}^* * p_{l6}^* * p_{l7}^* * p_{l8}^*$: Représentant les pressions limites nettes dans les couches sous la fondation, après exclusion des valeurs aberrantes. Le DTR BC 2.331 conseille de limiter ces pressions à 1,5 fois la valeur minimale observée sur la profondeur considérée (1,5 B).

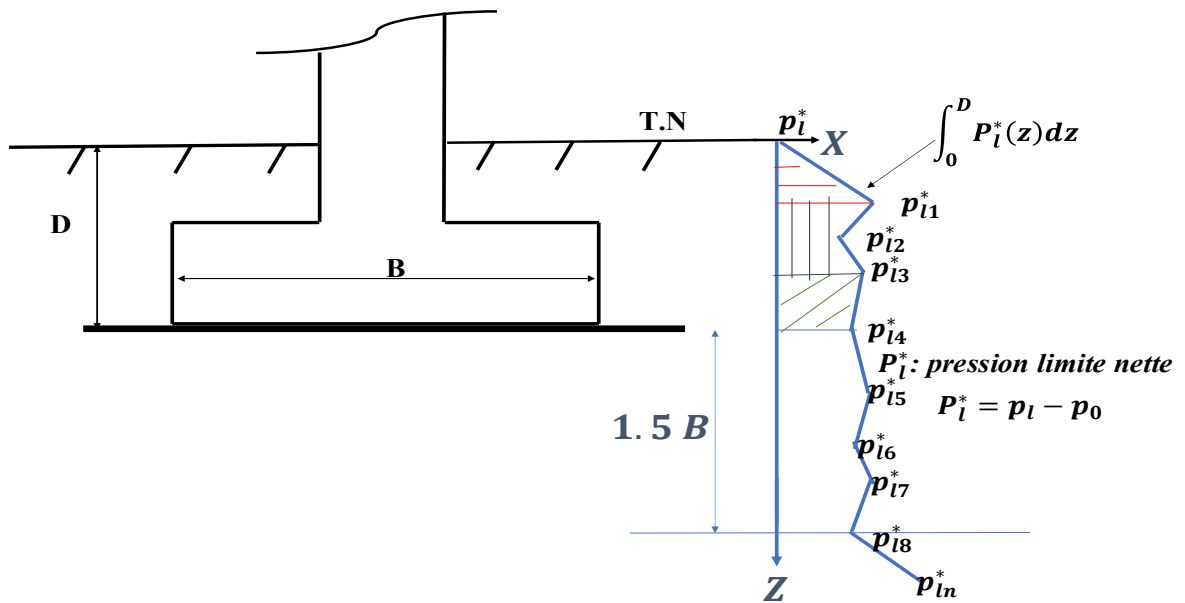


Figure II-23: Définition de la pression limite nette équivalente p_{le}^* et Intervalle de calcul.

II.10.5 Capacité portante à partir du pressiomètre

II.10.5.1 charge verticale centrée

Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée, avec une largeur BBB, une longueur LLL, et un encastrement DDD, la contrainte ultime (à la rupture) est exprimée par.

$$q_u = k_p * p_{le}^* + q'_0 \rightarrow q'_0 = \gamma' D$$

$$k_p = C_1 [1 + C_2 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B}]$$

La contrainte admissible (portance du sol) est donnée par:

$$q_a = \gamma' D + \frac{q_u - \gamma' D}{F_s} \rightarrow \left[\begin{array}{l} ELS: F_s \geq 3 \\ ELU: F_s = 2 \end{array} \right] \text{ Avec :}$$

γ' : poids volumique du sol, déjaugé partiellement le cas échéant

p_{le}^* : Pression limite nette équivalente calculée sur un domaine de $1,5.B$ au minimum sous la fondation quand le sol est hétérogène

k_p : facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol. Les valeurs du facteur de portance sont données par le tableau II.10

D_e : La hauteur d'encastrement équivalent est un paramètre conventionnel utilisé pour intégrer les caractéristiques mécaniques des sols de couverture. Elle est définie par l'expression suivante

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) dz \approx \frac{1}{p_{le}^*} \sum_0^D P_{li}^* * \Delta Z$$

Tableau II-9: Facteurs de portance K_p (Dhouib, 2016).

Catégorie de sol	Coefficients		Valeurs maximales de p_k	
	C_1	C_2	Semelle isolée	Semelle filante
Argiles et limons A, craies A	0.8	0.25	1.3	1.10
Semelle filante	0.8	0.35	1.5	1.22
Argiles C	0.8	0.5	1.8	1.4
Sables A	1	0.35	1.88	1.53
Sables et graviers B	1	0.5	2.25	1.75
Sables et graviers C	1	0.8	3.00	2.20
Craies B et C	1.3	0.27	2.18	1.83
Marnes, marno-calcaires et roches altérées	1	0.27	1.68	1.41

II.10.5.2 Charge inclinée

Lorsqu'une charge est inclinée d'un angle δ la valeur de k_p et p_{le}^* est réduite par un coefficient minorateur i_δ , qui prend en compte l'inclinaison, la nature du sol, et l'encastrement relatif. Cela s'applique aux

- Argiles, limons, craies, marnes, marno-calcaires, et roche

$$i_\delta = \Phi(\delta) = \left(1 - \left(\frac{\delta}{90}\right)\right)^2$$

- Des sables et graves, i_δ à partir des courbes $\Phi_2(\delta)$ (figure II.24)

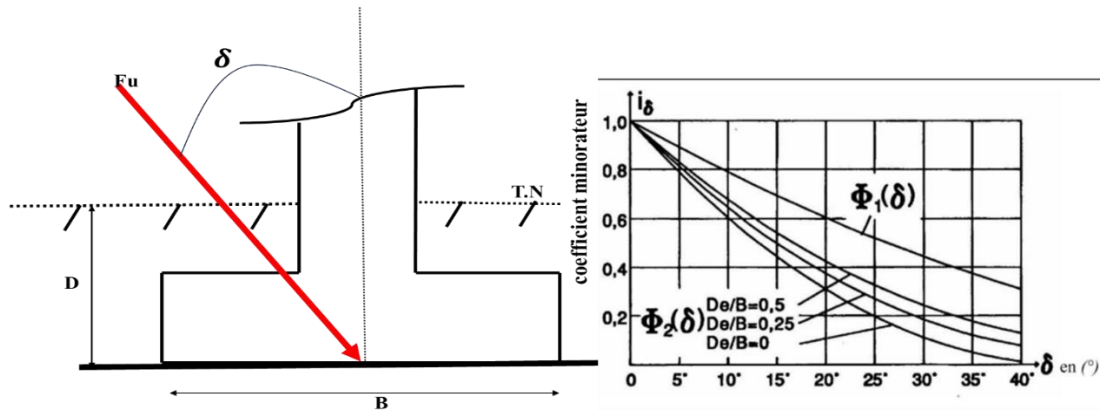


Figure II-24: Coefficient minorateur $i\delta$ le cas de charge inclinée

II.10.5.3 Charge excentrée

Pour des charges excentrées avec un excentrement, la largeur effective à considérer à la place de B est : $B' = B - 2e \rightarrow e = \frac{M_u}{N_u}$

II.11 Application

II.11.1 Les données

Un essai pressiométrique a été réalisé dans un terrain argileux (figure II.25), avec un poteau d'un diamètre 50 cm et $D=2m$

- Calculer Pression nette équivalente
- Dédire la catégorie de sols
- Dédire la valeur de K_p ainsi la valeur de D_e et Contrainte ultime qu de sols
- Dimensionner la semelle circulaire à l'ELS; $N_s=700$ kN,

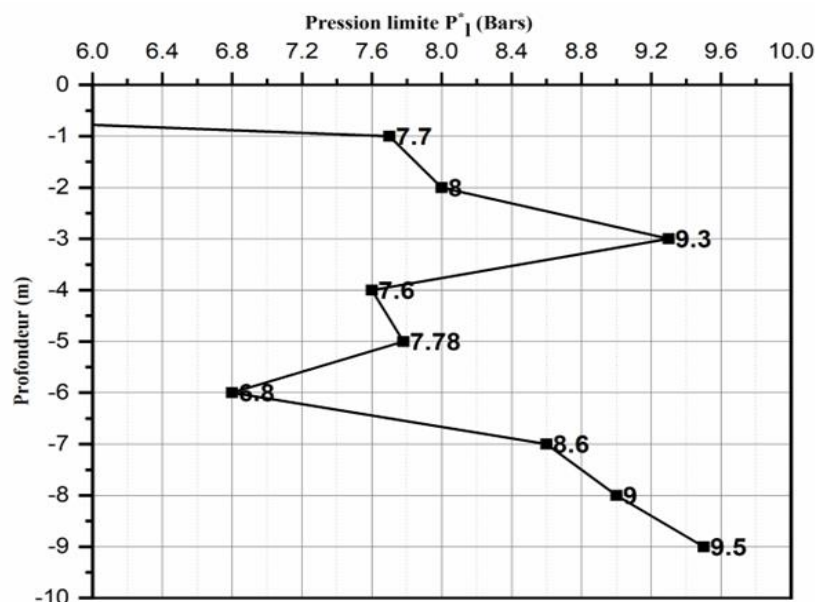


Figure II-25: Données nettes d'un essai pressiométrique Menard.

II.11.2 Solution

II.11.2.1 Pression nette équivalente

Entre $D = 2$ m et la fin de l'essai :

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{p_{l5}^* * p_{l6}^* * p_{l7}^* * p_{l8}^* * \dots * p_{ln}^*}$$

$$p_{le}^* = \sqrt[8]{8 * 9.3 * 7.6 * 7.78 * 6.8 * 8.6 * 9 * 9.5} = 8.275 \text{ bars} = 827,5 \text{ KPa} = 0.827 \text{ MPa}$$

II.11.2.2 Déduire la catégorie de sols

$$0.7 < p_{le}^* = 0.827 < 1.2$$

Tableau Menard: (faible résistance) Sol de très médiocre qualité (Argile de classe A)

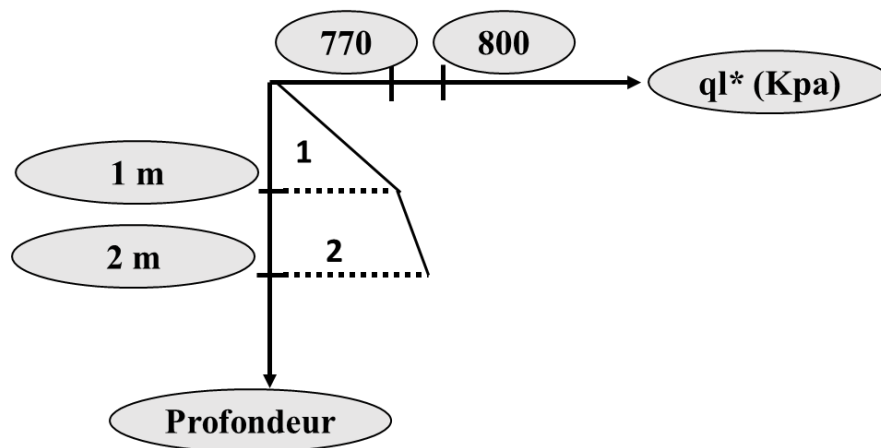
II.11.2.3 Calcule la valeur de k_p

$$k_p = C_1 \left[1 + C_2 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right] \rightarrow C_1 = 0.8 \text{ et } C_2 = 0.25$$

$$\text{pour } \frac{B}{L} = 1 \text{ (Semelle circulaire)}$$

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) dz \approx \frac{1}{p_{le}^*} \sum_0^D P_{li}^* * \Delta Z = \frac{1}{p_{le}^*} \left(\frac{1}{2} * 770 + \frac{(770 + 800)}{2} * 1 \right)$$

$$= \frac{1170}{827.5} = 1.41 \text{ m} < 1.5 \text{ m}$$



$$k_p = 0.8 \left[1 + 0.25(0.6 + 0.4) \frac{1.41}{B} \right]$$

$$k_p = 0.8 \left[1 + 0.25 \frac{1.41}{B} \right] = 0.8 + \frac{0.282}{B}$$

$$q_u = k_p * p_{le}^* + q'_0 = 0.8 + \frac{0.282}{B} * 827.5 + 36 = 698 + \frac{233.35}{B}$$

II.11.2.3.1 Contrainte admissible (ELS)

$$\sigma_{adm} = 36 + \frac{698 + \frac{233.35}{B} - 36}{3} = 256.67 + \frac{77.78}{B} \text{ en KPa}$$

II.11.2.3.2 Dimensionnement cette fondation (selon modèle Meyerhof)

$$Q_{ref} = \frac{N_s}{\pi * \frac{B^2}{4}} \leq Q_a \rightarrow \frac{4 * N_s}{\pi * B^2} \leq 256.67 + \frac{77.78}{B}$$

$$4 * 700 \leq \pi * B^2 (256.67 + \frac{77.78}{B})$$

$$0 \leq 805.94B^2 + 244.23B - 2800$$

$$0 \leq B^2 + 0.303B - 3.74$$

$$B^2 - 0.303B - 3.74 \geq 0$$

$$\Delta = b^2 + 4ac = (-0.303)^2 - 4 * (1) * (-3.74) = 15.05$$

$$\sqrt{\Delta} = 3.88$$

$$B_1 = \frac{-(-0.303) + \sqrt{15.05}}{2 * 1} = 2.09 \text{ m}$$

$$\mathbf{B = 2.1 \text{ m}}$$

$$h_t > \frac{B - b}{4} + 0.05 = \mathbf{0.45 \text{ m}}$$

II.12 Evaluation de tassement

Le tassement est un enfoncement vertical d'un bâtiment. Ce phénomène se produit en raison de l'interaction entre le sol et la structure, soit parce que la fondation exerce une pression sur le sol, soit parce que le sol réagit à cette pression, ou encore à cause de l'influence d'une construction proche.

Une fois le critère de rupture vérifié, il est essentiel d'assurer que le tassement de la fondation est acceptable. Un tassement important peut limiter l'utilisation des semelles superficielles et nécessiter un redimensionnement. Ces règles s'appliquent au calcul des tassements d'une fondation superficielle à partir des essais

- Des essais de laboratoire
- Des essais in situ

II.12.1.1 Tassement d'une fondation superficielle à partir des essais de laboratoire

La méthode des tranches est la plus utilisée en pratique, elle est basée sur l'exploitation de l'essai œdométrique (figure II.26). A partir de ces résultats, l'essai œdométrique permet de tracer deux types de courbes :

- **Courbe de compressibilité** : variation de l'indice des vides e en fonction du logarithme décimal de la pression appliquée σ'
- **Courbe de consolidation** : variation du tassement en fonction du logarithme du temps.

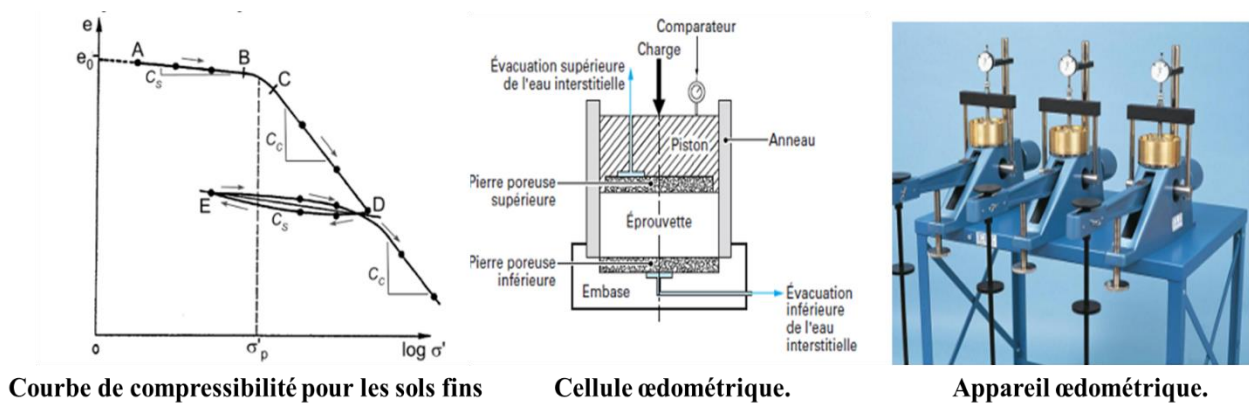


Figure II-26: Essai œdométrique.

II.12.1.1.1 Paramètres de la courbe de compressibilité :

1. La pression de pré consolidation σ'_p :

L'abscisse du point d'intersection P entre les deux segments rectilignes de la courbe de compressibilité œdométrique (figure II.24) est appelée pression de pré consolidation.

2. Indice de compression C_c :

On appelle indice de compression C_c , la pente de la courbe de consolidation vierge (voir Figure II.24). C_c est un nombre sans dimension. La valeur de C_c peut être déterminée par

$$C_c = \left| \frac{(e_1 - e_2)}{(\log \sigma_1 - \log \sigma_2)} \right| = \left| \frac{\Delta e}{(\Delta \log \sigma')} \right|$$

En l'absence de l'essai œdométrique, on peut obtenir une estimation de l'indice de compression à partir de la relation empirique proposée par Skempton (1944), valable dans le cas des argiles normalement consolidées : $C_c = 0.009(W_L - 10)$. Où W_L est la teneur en eau à la limite de liquidité exprimée en pourcentage.

3. Indice de gonflement C_s :

C'est la pente moyenne d'un cycle de déchargement/rechargement, qui correspond aussi à la pente de la courbe de consolidation pour une valeur de contrainte inférieure à la contrainte de pré consolidation (voir Figure II.27) :

$$C_s = \left| \frac{e_1 - e_2}{(\log \sigma_1 - \log \sigma_2)} \right| = \left| \frac{\Delta e}{(\Delta \log \sigma')} \right|$$

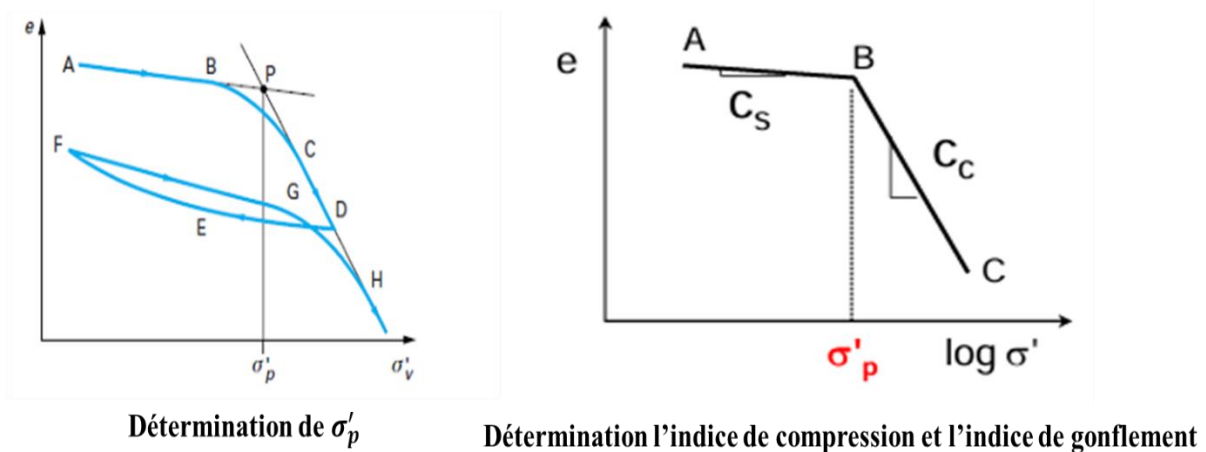


Figure II-27: Détermination les paramètres de la courbe de compressibilité.

II.12.1.1.2 Evolution du tassement dans le sol

Le tassement final d'une fondation superficielle comprend deux termes.

1. Tassement immédiat (S_i) : Il est donné à partir de la loi élastique linéaire par l'expression suivante :

$$s_i = C_f \frac{1 - \nu^2}{E} q_a B$$

q_a : charge admissible ;

B : largeur de la semelle

E et ν : représentent respectivement le module d'Young et le coefficient de poisson du sol.

C_f : est un coefficient dépendant de la forme et de la rigidité de la fondation (tableau II-11)

Selon le type de sol (fin ou perméable), q_a peut représenter une contrainte totale ou effective. Le terme F_w dans les combinaisons d'actions doit correspondre à ce choix.

Tableau II-10: Valeurs de Cf (d'après les tables de MÉNARD).

L/B	1	2	3	5	10
Fondation rigide	0.88	1.21	1.43	1.72	2.18
Fondation souple au bord	0.56	0.76	0.89	1.05	1.27
Fondation Souple au centre	1.12	1.53	1.78	2.1	2.58

2. Tassement de consolidation (S_c) ; est un enfoncement lent du sol sous une charge, causé par l'évacuation progressive de l'eau emprisonnée entre les particules. Le sol est divisé en tranches suffisamment fines, généralement avec une épaisseur d'environ $B/2$. Le tassement de consolidation est calculé à l'aide des formules dérivées de l'essai œdométrique :

- **Sol normalement consolidé $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$**

$$S_c = \Delta H = H * \frac{\Delta e}{1 + e_0} = H_0 \frac{c_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{0z} + \Delta \sigma}{\sigma'_{v0}}$$

σ'_p : est la pression de consolidation

H_0 : Epaisseur de la couche

e_0 : l'indice de vide initiale

$\Delta \sigma(Z)$: représente la contrainte enregistrée dans le sol supposé, cette contrainte est calculée par la méthode de Boussinesq, en utilisant les abaques ou les formules analytiques

$$\Delta \sigma(Z) = I * q_{ref}$$

- **Sol surconsolidée $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$**

Cas 1 : lorsque $\sigma'_{0z} + \Delta \sigma < \sigma'_p$

$$S_c = H_0 \frac{c_s}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{0z} + \Delta \sigma}{\sigma'_{v0}}$$

Cas 2 : lorsque $\sigma'_{0z} + \Delta \sigma > \sigma'_p$

$$s_c = H_0 \frac{c_s}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} + \frac{c_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{0z} + \Delta \sigma}{\sigma'_p}$$

- **Sol sous-consolidé $\sigma'_{v0} > \sigma'_p$**

C'est des sols déposés récemment par un processus géologique ou par intervention humaine. Le sol en question n'a pas encore atteint son équilibre avec le poids des terres (exemple vases récentes).

II.12.1.2 Tassement d'une fondation superficielle à partir des essais in situ

II.12.1.2.1 Méthode pressiométrique

L'essai pressiométrique est l'essai in situ le plus approprié pour calculer les tassements. Cette méthode, inspirée par Ménard, utilise un schéma simplifié du champ de contraintes sous la fondation, c

- S_c : tassement du domaine sphérique qui se situe immédiatement sous la fondation
- S_d : tassement du domaine déviatorique qui situe au-delà du domaine de S_c

Le tassement final d'une fondation isolée de largeur B, d'ancrage D est donné par l'expression : $S_t = S_c + S_s$

$$S_t = \frac{\alpha}{9E_c} (q' - \gamma D) \lambda_c B + \frac{2\alpha}{9E_d} (q' - \gamma D) B_0 * (\lambda_d \frac{B}{B_0}) \alpha$$

q' : Contrainte normale appliquée au sol sous la fondation ($q' = q_{ref}$)

B : Largeur de la semelle avec $B > 0.60$ m,

B_0 : Largeur de référence ($B_0 = 0.6$ m)

E_c et E_d : Modules pressiométriques moyens pondérés dans les domaines sphérique et déviatorique.

α : Coefficient rhéologique (tableau II-12)

λ_c et λ_d : Coefficients de forme en fonction du rapport L/B de la semelle (tableau II-13)

Tableau II-11: Calcul du tassement, coefficient rhéologique α d'après (Philipponnat, 1980).

Type	Tourbe	Argil		Limon		Sable		Sable et gravier		Roche	
	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	type	α
Surconsolidée très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Très peu fracturé Normal	2/3 1/2
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	Très fracturé	1/3
Sous-consolidé, altéré et remanié ou lâche	-	7 - 9	1/2	5 - 8	1/2	5- 7	1/3	-	-	Très altéré	2/3

Tableau II-12: Valeurs numériques des coefficients

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
λ_d	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65
λ_c	1	1.1	1.20	1.3	1.4	1.50

Dans le cas d'un sol hétérogène (E_M et p_l varient de façon sensible), on découpe le sol en couches successives d'épaisseur $B/2$ et numérotées de 1 à 16.

- La valeur du module E_c utilisée pour le calcul de S_c est celle du module pressiométrique de la première couche ($E_c = E_1$).
- La valeur du module E_M utilisée pour le calcul de S_d est donnée par la formule suivante
- Si les valeurs des modules E_9 à E_{16} ne sont pas connues, mais considérées supérieures aux valeurs susjacentes, E_d se calcule comme suit :

$$\frac{3.6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85 E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2.5 E_{6,8}}$$

- Si les valeurs des modules E_6 à E_8 ne sont pas connues, mais considérées supérieures aux valeurs susjacentes, E_d se calcule comme suit :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85 E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2.5 E_{6,8}} + \frac{1}{2.5 E_{9,16}}$$

$$\frac{3.2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

- $E_{i,j}$ est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les tranches i à j , exemple (figure II.28)

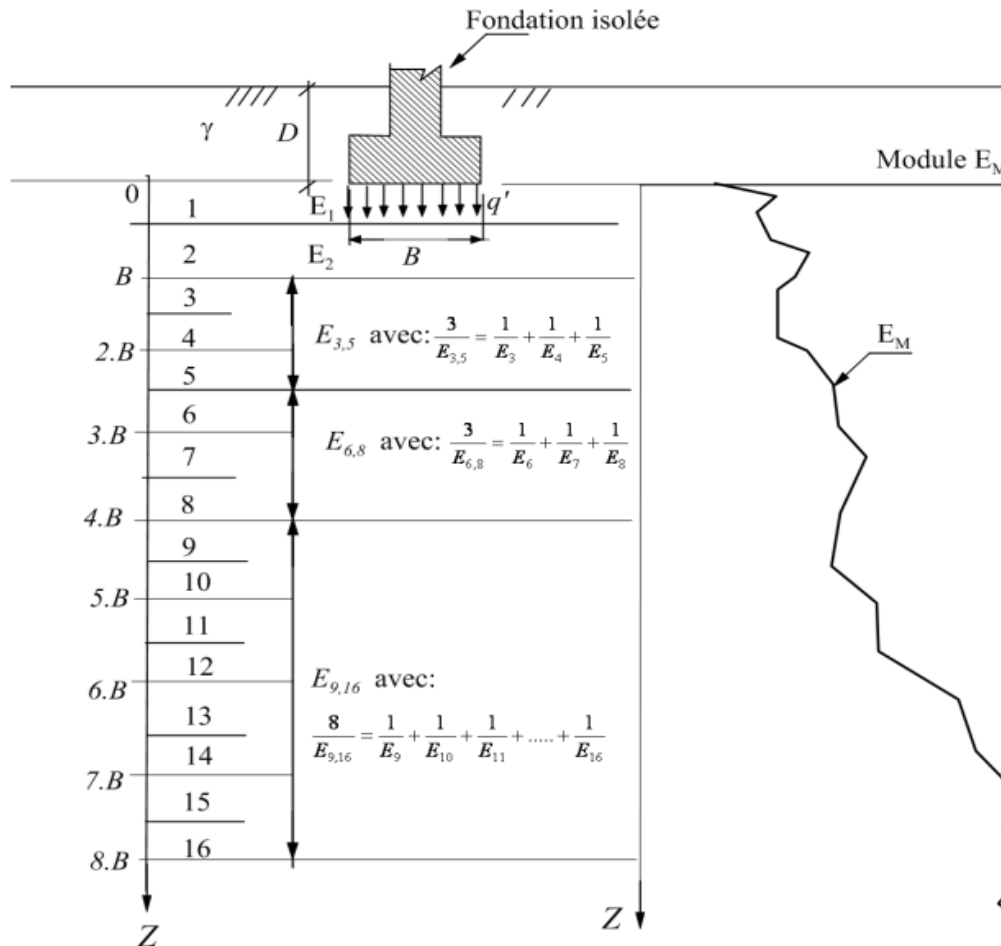


Figure II-28: Découpage en sous couches pour le calcul du tassement pressiométrique.

II.13 Calcul des armatures.

II.13.1 Semelles filantes sous mur soumises à une charge centrée

II.13.1.1 Détermination des armatures

La charge P_u est transmise au sol par l'intermédiaire de bielles de béton comprimées maintenues entre-elles par les armatures inférieures (figure II.29).

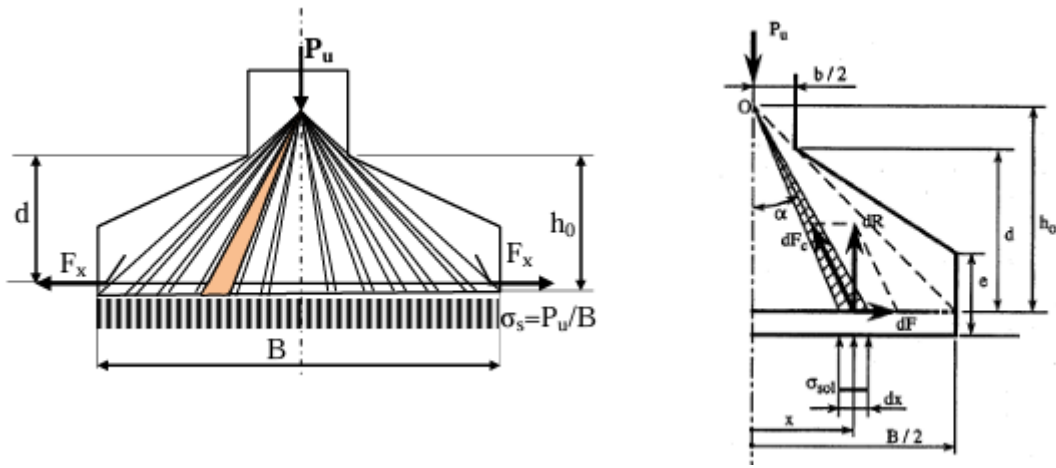


Figure II-29: Transmission de l'effort normal selon des bielles de béton comprimées.
Equilibre d'un tronçon élémentaire d'armature.

Comme la contrainte limite de traction dans les armatures est égale à $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$, on obtient la section d'armatures par mètre linéaire de semelle, soit : $A_{st} = \frac{P_u(B-b)}{8d\sigma_{st}}$ avec $d=0.9h$

cette relation est à multiplier par 4/3 dans le cas des sols rocheux $A_{st} = \frac{P_u(B-b)}{6d\sigma_{st}}$

σ_{st} : dépend des 3 états de fissuration définis dans le BAEL 91 :

- **Fissuration non préjudiciable (FNP)**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } \begin{cases} f_e: \text{limite élastique} \\ \gamma_s = 1.15 \text{ situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Fissuration préjudiciable (FP)** $\sigma_{st} = \xi$

$$\xi = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \end{array} \right\} \text{ avec } \begin{cases} \eta = 1 \text{ pour RL} \\ \eta = 1.3 \text{ pour HA} < 6\text{mm} \\ \eta = 1.6 \text{ pour HA} > 6\text{mm} \end{cases}$$

- **Fissuration très préjudiciable (FTP)** $\sigma_{st} = 0.8 \xi$

On calcule ensuite la longueur de scellement pour déterminer la longueur des barres et leur mode d'ancrage.

$$l_s = \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_e}{0.6 \psi_s f_{tj}} \text{ avec } \begin{cases} \psi_s = 1 \text{ pour RL ; 1.6 pour (HA)} \\ f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \end{cases}$$

- Si $l_s \geq \frac{B}{4}$: toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des ancrages courbes,

- Si $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter crochet
- $l_s < \frac{B}{8}$: les barres ne comportent pas de crochet et il est possible d'arrêter une barre sur deux à $0.71B$ ou alterner des barres de $0.86B$

II.13.1.2 Les armatures longitudinales de répartition

De plus, les armatures principales sont complétées par des armatures longitudinales de répartition placées sur la largeur B (figure II.30) et de section : $A_{ry} \geq A_{st} \times \frac{B(m)}{4}$.

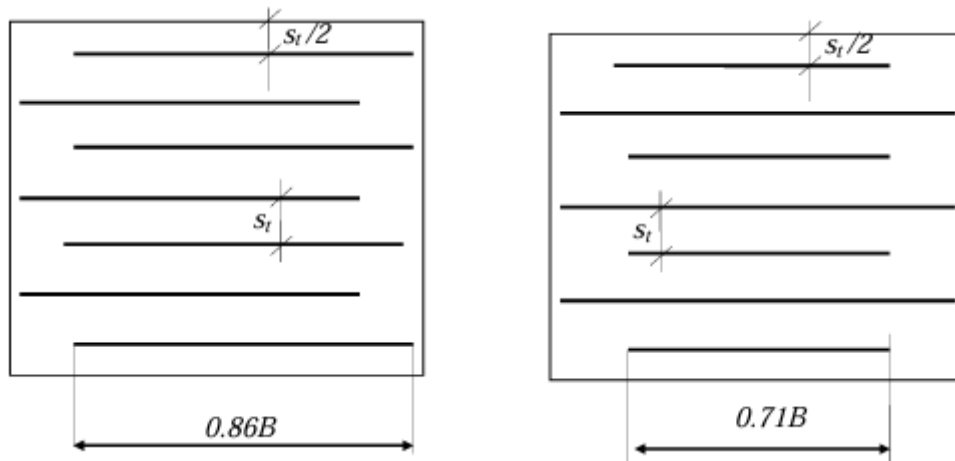


Figure II-30: Arrêt forfaitaire des barres lorsque $l_s < B/8$.

II.13.1.3 Espacement des armatures.

Pour ce qui est des armatures résistantes (armatures transversales), ces dernières sont calculées par mètre linéaire. En général, on laisse donc un demi-espacement au début à la fin, ce qui revient à diviser la longueur de 1m par n , n étant le nombre de barre.

Par exemple, si on doit placer 5A10 sur une longueur de 1m, on aura $100/5 = 20$ cm d'espacement (figure II. 31) :

- Un 1er espacement de 10cm (demi-espacement).
- Quatre espacements intermédiaires de 20cm.
- Un dernier espacement de 10cm (demi-espacement).

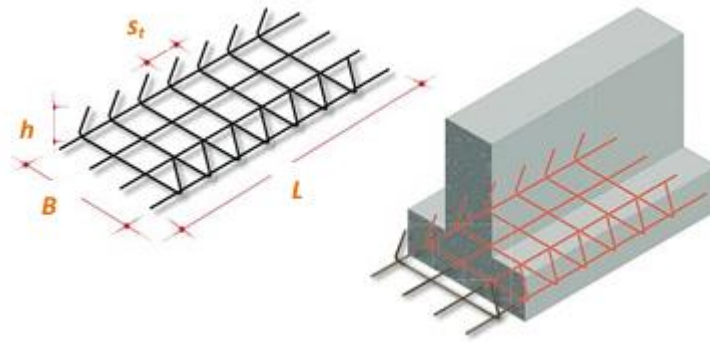


Figure II-31: Exemple de disposition de ferrailage.

II.13.2 Semelles rectangulaires sous poteau soumises à une charge centrée

II.13.2.1 Calcul des armatures

Considérant un poteau de section $a \times b$ et une semelle de dimensions $B \times L$, on a par homothétie (figure II.32):

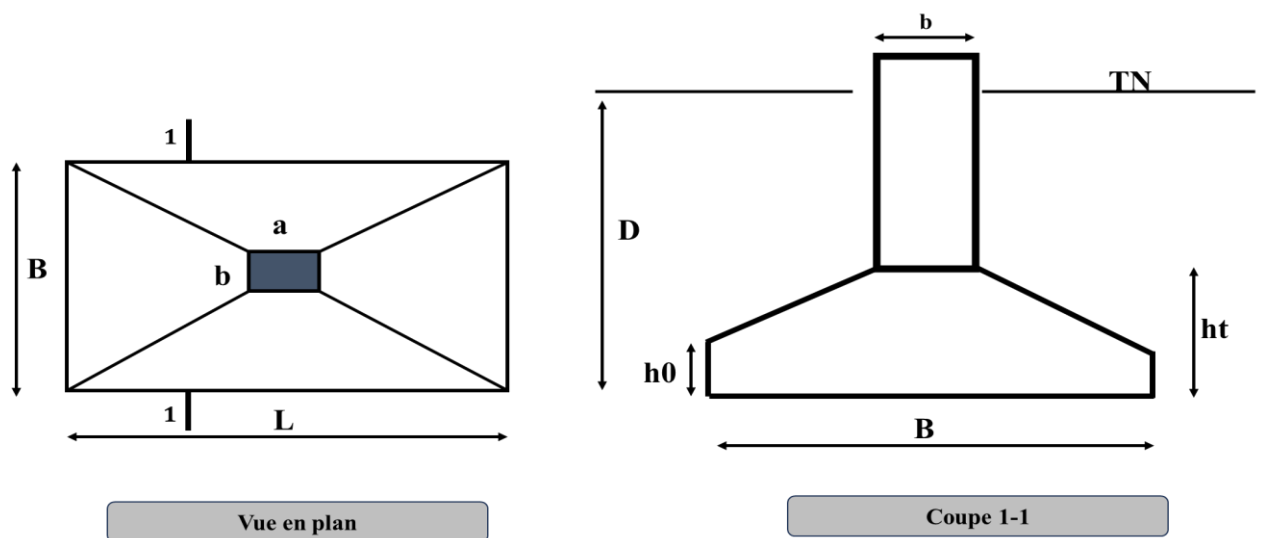


Figure II-32: Définition le petit côté B et grand côté L

- Armatures parallèles au petit côté B :

$$A_{stx} = \frac{P_u(B - b)}{8d\sigma_{st}}$$

- Armatures parallèles au grand côté L :

$$A_{sty} = \frac{P_u(L - a)}{8d\sigma_{st}}$$

La figure II.33 montre le principe de disposition des armatures dans les deux directions
 Dans le cas des sols rocheux, ces relations deviennent :

$$A_{sx} \geq A_{stx} * \frac{9L}{8B} \text{ et } A_{sy} \geq A_{stx} * \max(1; \frac{9B}{8L})$$

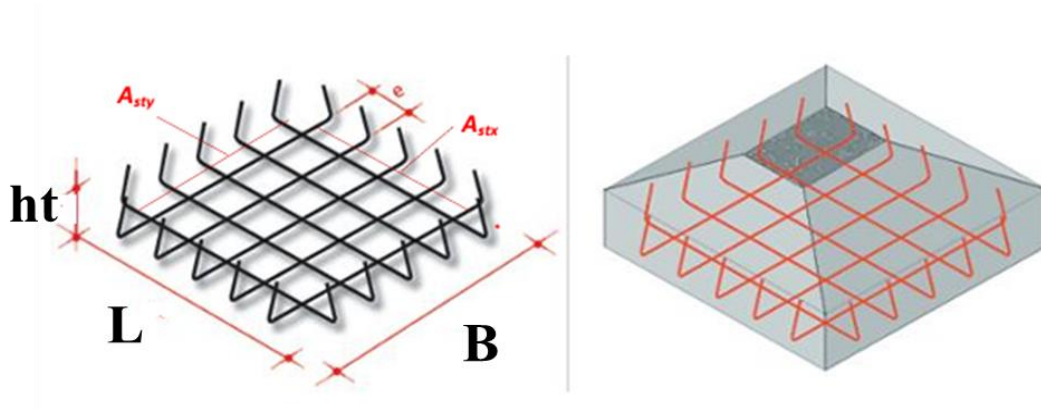


Figure II-33: Exemple de disposition de ferrailage pour une semelle isolée.

Dans le cas une semelle circulaire sous poteau circulaire soumise à un effort normal centré (figure II.34).

$$A_{stx} = A_{sty} = \frac{P_u(D_{semelle} - D_{poteau})}{3\pi d\sigma_{st}}$$

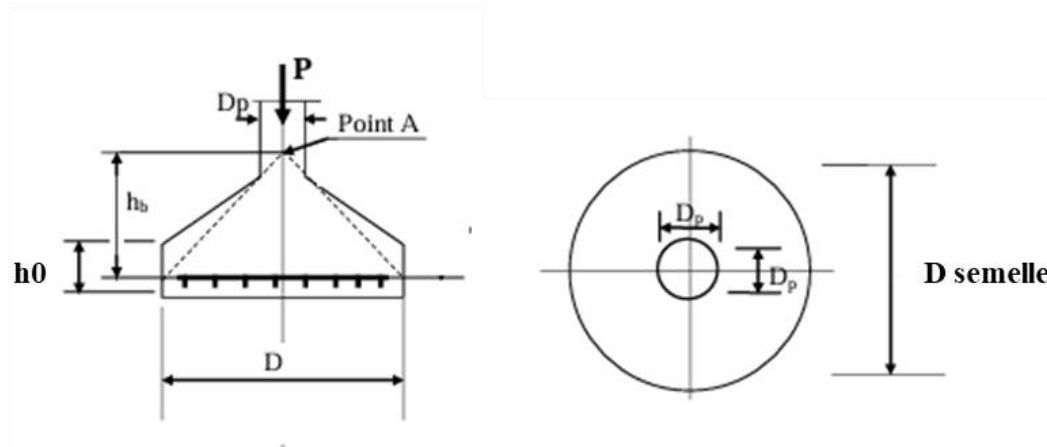


Figure II-34: Coupe et vue en plan d'une semelle circulaire, isolée sous poteau.

II.13.3 Semelles rectangulaires soumises à un effort normal et un moment de flexion

Considérant une semelle rectangulaire L x B et dans la mesure où le sol ne peut reprendre de traction, deux cas de figure II.35 :

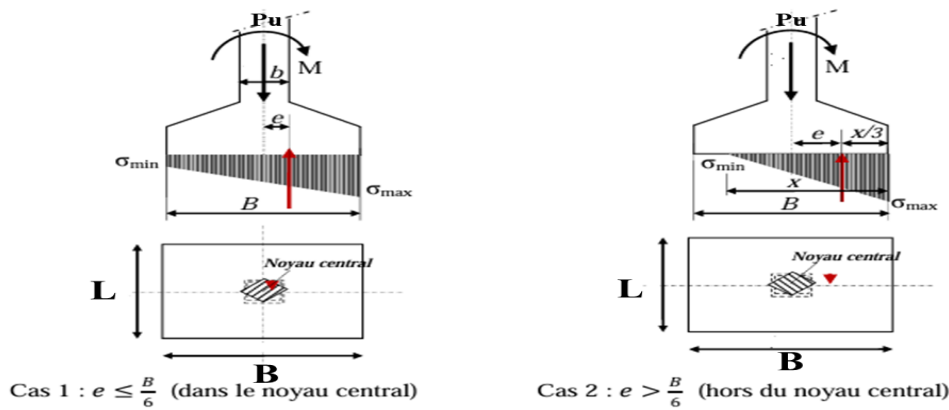


Figure II-35: Répartition des contraintes sous une semelle excentrée.

II.13.3.1 Détermination des armatures

- Si $e \leq B/24$: On utilise la méthode des bielles.

$$A_{stx} \geq \frac{P_u \left(1 + \frac{3e}{B}\right) (B - b)}{8d\sigma_{st}} \text{ et } A_{sty} \geq \frac{P_u \left(1 + \frac{3e}{B}\right) (L - a)}{8d\sigma_{st}}$$

- Si $e > B/24$: on applique la méthode des consoles pour déterminer le moment M_1 à reprendre :

$$A_{stx} \geq \frac{M_1}{d * \sigma_{st}} \text{ et } A_{sty} \geq \frac{P_u \left(1 + \frac{3e}{B}\right) (L - a)}{8d\sigma_{st}} \text{ avec :}$$

$$M_1 = (4B + 0.35b - 9e) \left[\frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{\frac{B}{2} - 2} \right]^2 * \frac{P}{27}$$

II.13.4 Semelles filantes sous mur soumises à un effort normal et un moment de flexion

- Si $e \leq B/24$: On utilise la méthode des bielles. Les armatures à disposer suivant la largeur A_{stx} et Armatures longitudinales A_{sr} sont :

$$A_{stx} \geq \frac{P_u \left(1 + \frac{3e}{B}\right) (B - b)}{8d\sigma_{st}}$$

$$A_{sr} = \frac{A_{st} B(m)}{4}$$

- Si $e > B/24$: on applique la méthode des consoles pour déterminer le moment M_1 à reprendre

$$A_{stx} \geq \frac{M_1}{d * \sigma_{st}} \text{ et } A_{st} \geq \frac{M_1}{d * \sigma_{st}} \text{ avec}$$

$$M_1 = (4B + 0.35b - 9e) \left[\frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{\frac{B}{2} - 2} \right]^2 * \frac{P}{27}$$

II.13.5 Justification des états limites de service

Pour justifier les états limites de service, il suffit de pondérer les sections d'aciers théoriques, obtenues par les méthodes précédemment décrites, avec les coefficients suivants:

- $A = A_U$ si on est en fissuration peu préjudiciable.
- $A = 1.1 A_U$ si on est en fissuration préjudiciable.
- $A = 1.5 A_U$ si on est en fissuration très préjudiciable

II.13.6 Condition de non poinçonnement

Pour satisfaire la condition de non-poinçonnement (figure II.36), il faut vérifier la relation suivante:

$$P'_U \leq 0.045 u_c h' \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$u_c = 2(a_1 + b_1)$: correspond au périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la semelle. On l'appelle périmètre critique.

$$a_1 = a + h_t$$

$$b_1 = b + h_t$$

h' : Epaisseur de la semelle dans la section S à $h/2$ du nu du poteau. Pour une section rectangulaire à hauteur constante, on a $h' = h_t$

P'_U : charge poinçonnant qui correspond à la résultante de la partie de la réaction du sol qui agit à l'extérieur du tronc de la pyramide correspondant lui-même à une diffusion à 45° de la charge P_u en partant du nu de l'élément porté.

$$P'_U = -(P_U + 1.35 g_s) \left[1 - \frac{a_2 b_2}{LB} \right]$$

$$a_2 = a + 2h_t$$

$$b_2 = b + 2h_t$$

g_s : poids propre de la semelle plus le poids des remblais au-dessus

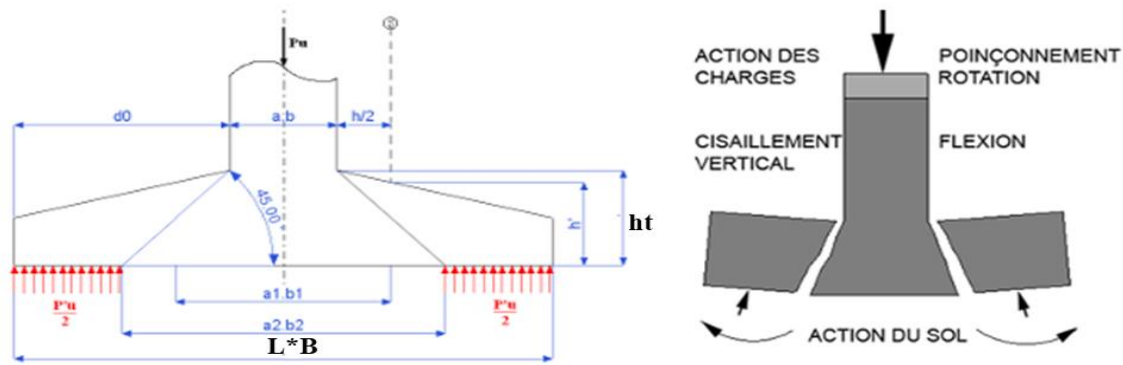


Figure II-36: schématisation de l'effet de poinçonnement.

II.14 Application

II.14.1 Les données

Soit la semelle selon la figure II.37, Hauteur de la semelle : $h = 0,70$ m et Taux de travail maxi du sol: $q_u = 1,4$ MPa, cette semelle subit une charge centrée ELU $N_u = 4.5$ (En ne prenant pas en compte le poids propre de la semelle). Matériaux : Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; Acier : Fe 500 HA

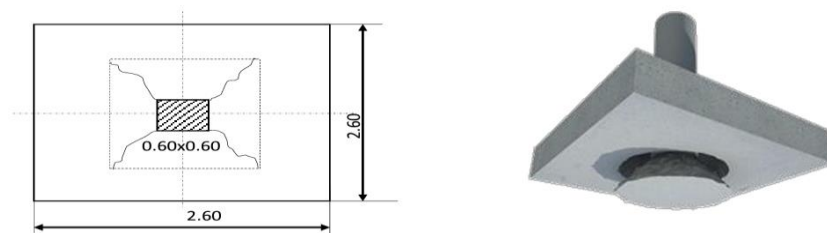


Figure II-37: Semelle subit une charge centrée.

- Vérifier la possibilité du poinçonnement de la semelle ?
- Vérification de la condition de non poinçonnement

II.14.2 Solution

II.14.2.1 Calcul de la charge poinçonnante

G_0 = Poids propre de la semelle = $2,60 \times 2,60 \times 0,70 \times 0,025 = 0,12$ MN

$a_2 = a + 2h = 0.60 + 2 \times 0.7 = 2.00$ m;

$b_2 = b + 2h = 0.60 + 2 \times 0.70 = 2.00$ m

$$P'_U = -(P_U + 1.35g_s) \left[1 - \frac{a_2 b_2}{LB} \right] = -(4.5 + 1.35 \times 0.12) \left[1 - \frac{2 \times 2}{2.6 \times 2.6} \right] = 1.91 \text{ MN}$$

II.14.2.2 Vérification de la condition de non poinçonnement

$$P'_U \leq 0.045 u_c h' \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$a_1 = a + h_t = 0.6 + 0.7 = 1.3 \text{ m}$$

$$b_1 = b + h_t = 0.6 + 0.7 = 1.3 \text{ m}$$

$$u_c = 2(a_1 + b_1) = 2 * (1.3 + 1.3) = 5.2 \text{ m}$$

$h' = h = 0.70$ la hauteur de la semelle est supposée constante

$$P'_U \leq 0.045 * 5.2 * 0.7 \frac{25}{1.5} = 2.73 \text{ MN}$$

$$P_u' = 1.91 \text{ MN} < 2.73 \text{ MN}$$

La condition est satisfaite, la semelle est en dehors du phénomène de poinçonnement.

II.15 Conclusion

Le dimensionnement d'une fondation superficielle repose sur une approche rigoureuse qui intègre à la fois les prescriptions réglementaires et les caractéristiques réelles du sol. Les règlements en vigueur (RPA, CBA, DTR) imposent des critères de sécurité aux états limites ultimes (ELU) pour éviter toute rupture et aux états limites de service (ELS) pour limiter les déformations et garantir la durabilité de l'ouvrage.

La capacité portante d'une fondation superficielle est déterminée à partir de données géotechniques fiables issues d'essais in situ (essai pressiométrique, essai pénétrométrique) et d'essais en laboratoire, (identification des paramètres C et ϕ).

Le calcul des tassements se fait également à partir de ces mêmes données, en utilisant les modules de déformation déduits des essais pressiométriques ou œdométriques. La combinaison des résultats in situ et laboratoire permet d'estimer les tassements totaux et différentiels, garantissant qu'ils restent inférieurs aux valeurs limites fixées par les normes (souvent ≤ 2 à 5 cm selon la nature de l'ouvrage).

En phase finale, la fondation doit être dimensionnée en ferrailage pour résister aux efforts internes (moments fléchissant, efforts tranchants) générés par les charges transmises par la superstructure et par la réaction du sol. Les armatures longitudinales et transversales sont disposées conformément aux règles du béton armé

CHAPITRE III :

Fondations profondes

Fondations profondes

III.1 Introduction

Lorsque les charges apportées par un ouvrage sont élevées et que les couches superficielles sont très compressibles (vases, tourbes, argiles moles.) on envisage des fondations profondes (pieux) ou semi profondes (puits) afin d'atteindre des couches résistantes en profondeur.

Un pieu est une fondation allongée qui transfère les charges de la structure vers des couches de sol ayant des caractéristiques mécaniques suffisantes pour prévenir la rupture du sol et limiter les déplacements à des niveaux très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes. Une fondation est dite profonde lorsque le rapport $D/B > 10$

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement (tarière) et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage. Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple).

Les 3 parties principales d'un pieu sont la tête, la pointe, et le fût compris entre **la tête** et **la pointe**. La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e . Cette valeur de D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu. On considère (Fascicule 62 titre V) qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement relatif D_e/B est supérieure à 5.

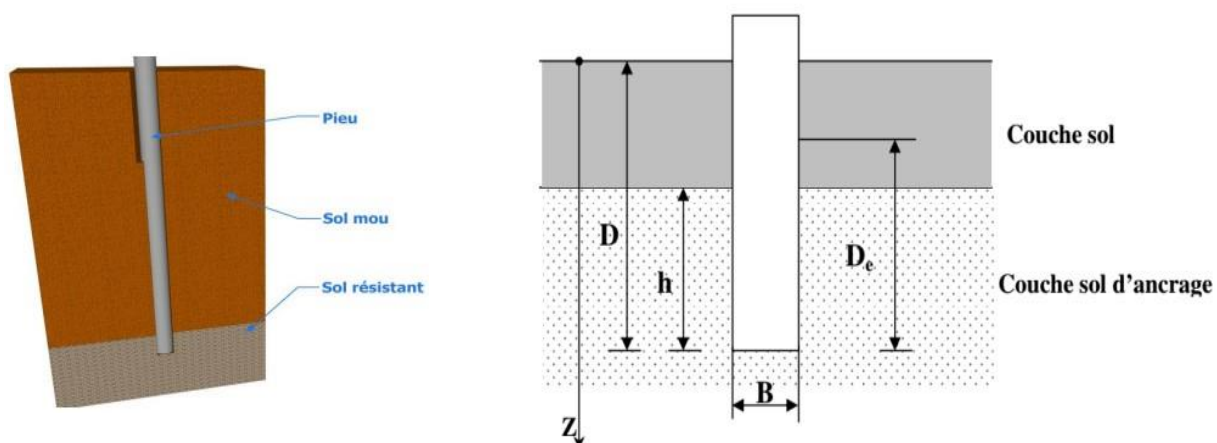


Figure III-1: Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e .

III.2 Principaux types de pieux

Une description exhaustive est donnée par l'actuelle norme expérimentale P 11-212 / DTU 13-2. On distingue deux grands groupes de pieux :

- Les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol
- les pieux réalisés par excavation du sol

III.2.1 Principes d'exécution des principaux types de pieux

III.2.1.1 Pieux battus (refoulant le sol)

Il existe deux types de pieux : ceux préfabriqués ou façonnés à l'avance, et ceux réalisés sur place avec un tube battu (figure III.2). Les pieux préfabriqués incluent principalement des pieux en métal ou en béton armé, tandis que les pieux réalisés en place sont des pieux battus moulés.

- Les pieux métalliques se présentent généralement sous forme de tubes ou de profils en H. Les tubes peuvent être ouverts ou fermés à leur base, et leur mise en œuvre se fait par battage ou par vibration.
- Les pieux en béton armé sont fabriqués à proximité du chantier et sont également installés par battage ou par vibration.

La réalisation des pieux battus moulés commence par l'enfoncement d'un tube, équipé d'une plaque métallique à sa base, dans le sol. Ensuite, si nécessaire, on place la cage d'armatures, puis on remplit le tube de béton au fur et à mesure de son extraction.

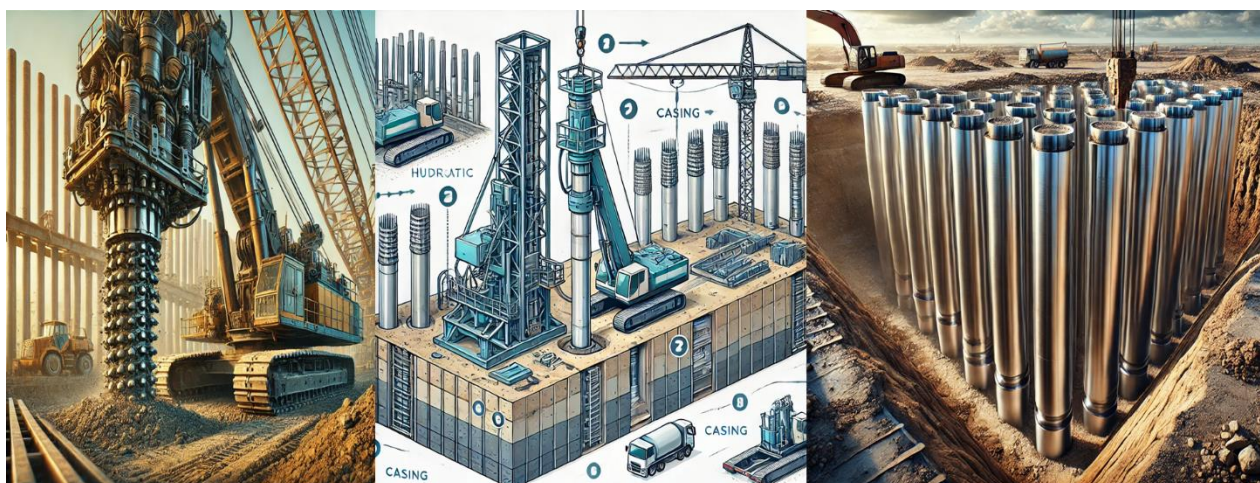


Figure III-2: Mise en place de pieu tube par vibrofonçage pour le viaduc.

III.2.1.2 Pieux forés (sans refoulement de sol)

Leur réalisation nécessite un forage préalable, effectué à l'aide d'une tarière, avec ou sans l'utilisation de tubage ou de boue pour stabiliser les parois. Après l'installation de la cage d'armatures, le pieu est bétonné à l'aide d'un tube plongeur qui descend jusqu'à la base. Une fois le forage terminé et stabilisé, la cage d'armature est placée, suivie immédiatement du bétonnage à l'aide du tube plongeur. Grâce aux avancées significatives dans les équipements de forage, il est désormais possible de réaliser des pieux de diamètres allant de 600 à 1500 mm à des profondeurs considérables. Aujourd'hui, les pieux réalisés avec une tarière creuse figurent parmi les options les plus économiques sur le marché (figure III.3).

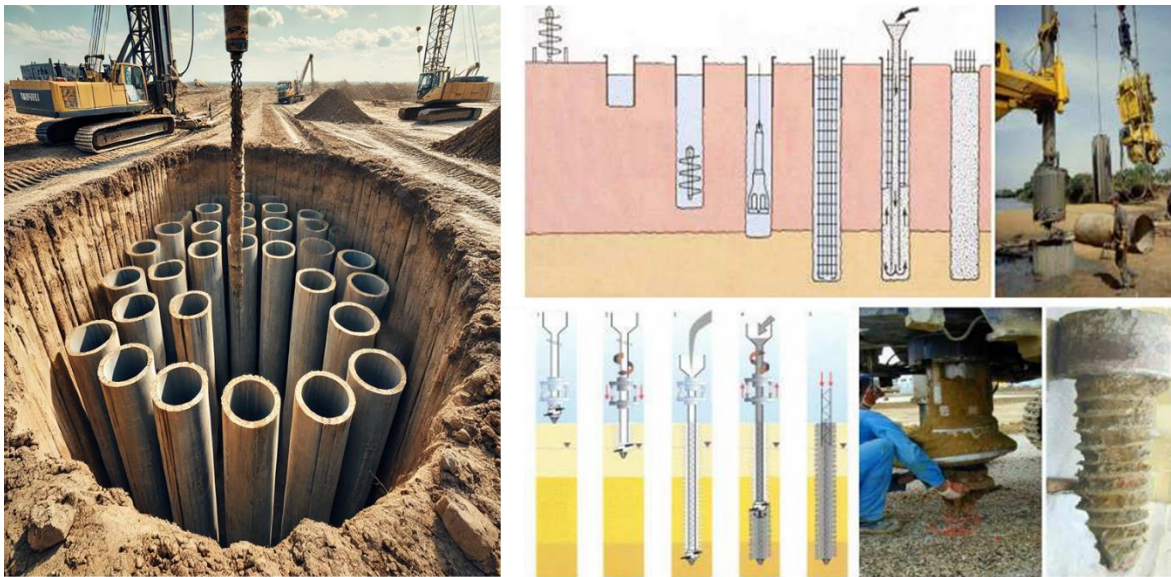


Figure III-3: Différents type des pieux forés (sans refoulement de sol)

III.3 Classification suivant le mode de fonctionnement

Les pieux agissent (figure III.4) sur le sol soit par :

- Effet de pointe : reposant sur une couche très dure
- Effet de frottement latéral (Pieux flottants) : transmettent essentiellement leurs charges par frottement latéral et ne reposent pas sur une couche résistante.
- Effet de pointe et frottement latéral (Pieux frottant à la base) : frottement latérale à la partie inférieure du fut qui doit s'ajouter à la résistance de pointe

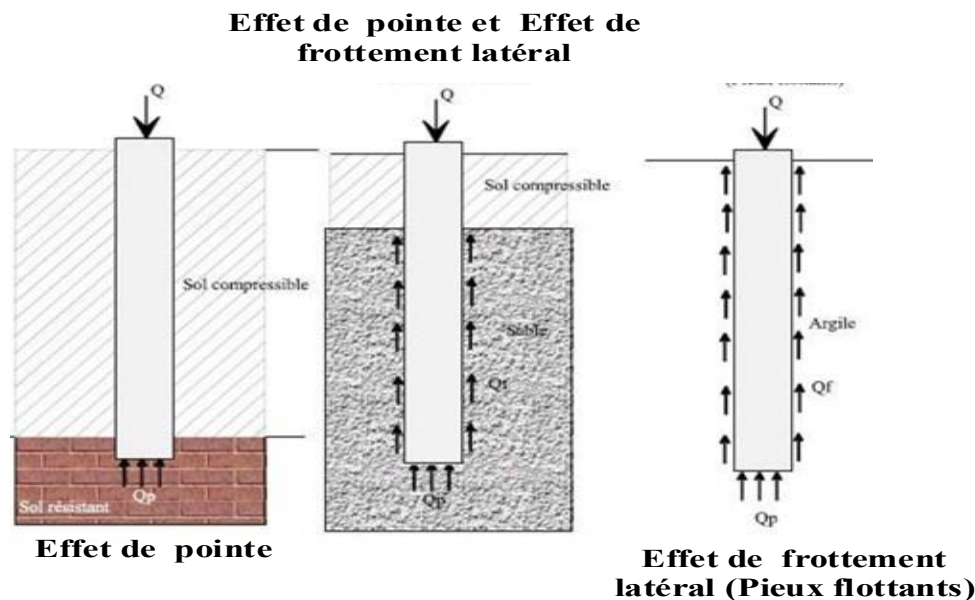


Figure III-4: Classification suivant le mode de fonctionnement.

III.4 Évaluation de la charge limite d'un pieu isolé soumis à une force verticale

Considérons un pieu isolé soumis à une charge verticale. Considérons, pour simplifier, un pieu de longueur D fiché dans un sol homogène, soumis à un chargement vertical de compression axiale. Si on enregistre pendant le chargement du pieu l'effort et le déplacement en tête, on obtient la courbe effort-déplacement de la figure III.5

Le pieu traverse différentes couches de sol de qualité plus ou moins bonnes pour s'ancrer dans une couche de sol aux caractéristiques mécaniques favorables. Cette couche s'appelle couche d'ancrage ou substratum résistant.

La charge limite du pieu Q_{Le} correspond à la rupture du sol pour un grand déplacement, cette charge est obtenue en additionnant la charge limite de pointe Q_{Pu} qui correspond au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite Q_{Su} mobilisable par le frottement latéral entre le sol et le pieu. $Q_{Le} = Q_{Pu} + Q_{Su}$ avec

- Q_{Pu} : charge limite de pointe = $q_{Pu} * A_P$ (A_P : section droite de la pointe du pieu et q_{Pu} : la résistance de pointe)
- Q_{Su} : la charge limite de frottement latéral = $q_{su} * \pi * B * D$ (q_{su} : frottement latéral, B = diamètre de pieux et D : Hauteur d'encrage dans la couche porteuse)

Selon la figure III.5 on constate trois types de contraintes la différence et résumé :

- La **contrainte de fluage** est liée à la déformation lente sous une charge constante.
- La **contrainte limite** est la capacité maximale d'un matériau avant rupture.
- La **contrainte admissible** est une contrainte sécurisée, inférieure à la contrainte limite, permettant d'assurer la stabilité et la sécurité de la structure.

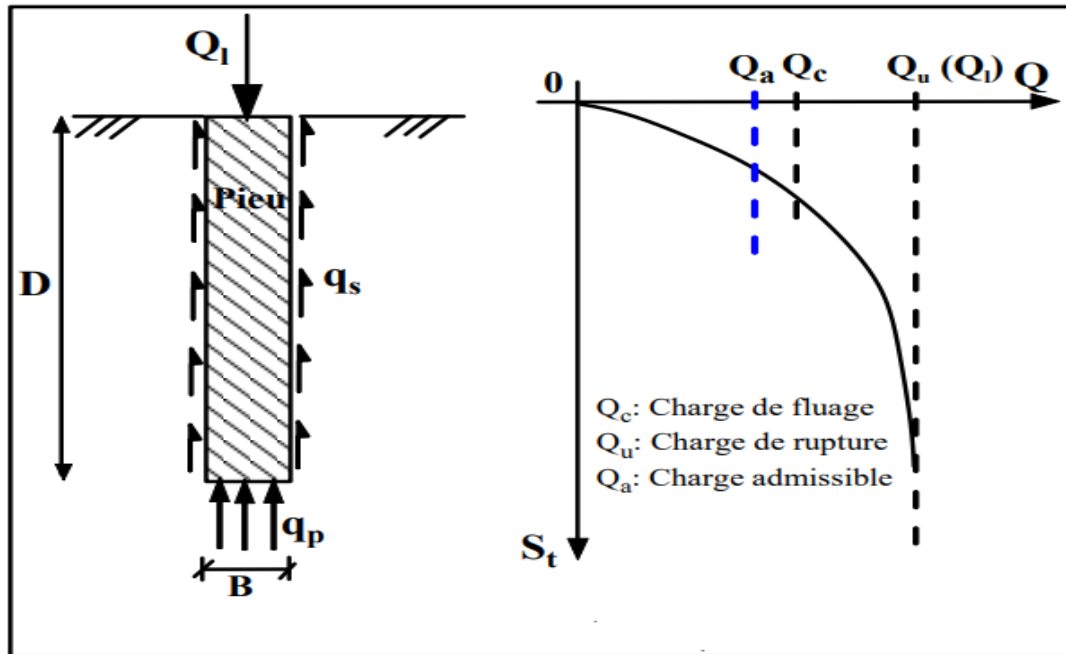


Figure III-5: Comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge verticale.

III.4.1 Charge admissible d'un pieu à partir des essais de laboratoire

Le calcul de la charge admissible d'un pieu, basé sur les paramètres c et φ , est souvent approximatif. Il est important de noter que l'utilisation des paramètres de laboratoire doit se limiter au prédimensionnement dans le cadre d'un avant-projet (APS) pour l'établissement du cahier des charges. Toutefois, le dossier d'exécution (incluant les notes de calcul et les plans) doit s'appuyer principalement sur les résultats des essais in situ (comme le pénétromètre statique et le pressiomètre) afin de minimiser les incertitudes liées à la caractérisation des sols. La plupart des documents techniques réglementaires recommandent l'utilisation d'essais in situ pour la conception et le dimensionnement des pieux.

III.4.1.1 Terme de pointe (la résistance de pointe)

$$q_{Pu} = N_q q'_0 + C N_c \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q'_0 = \sum_0^D \gamma_i * h_i : \text{contrainte effective en pointe du pieu} \\ C : \text{Cohesion de la couche d'ancrage} \\ N_q = 10^{3.04 \tan \varphi}, \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi} \\ \varphi : \text{Cohesion de la couche d'ancrage} \end{array} \right\}$$

Les paramètres c et φ concernent la couche d'ancrage du pieu. Les caractéristiques à considérer sont l'angle de frottement effectif φ' dans le cas des sols pulvérulents et les paramètres non drainés (C_u et φ_u) dans le cas des sols cohérents. Dans les cas des sols purement cohérents: $q_{Pu} = 7\lambda C_u$

C_u : cohésion apparente

λ : coefficient de forme égale à :

- « 1,3 » pour les pieux circulaires ou carrés
- « $1 + 0,3 B/L$ » pour les barrettes et parois moulé

III.4.1.2 Terme de frottement (frottement latéral)

Le frottement latéral d'un pieu dépend du déplacement relatif entre celui-ci et le sol. Si le pieu se déplace plus rapidement que le sol, un frottement latéral positif F_p est exercé vers le haut. Inversement, si le sol descend plus vite que le pieu, un frottement négatif F_n entraîne le pieu vers le bas. Un pieu peut subir un frottement négatif sur sa partie supérieure et un frottement positif sur sa partie inférieure. Le point neutre est l'endroit où le déplacement du pieu et du sol est égal.

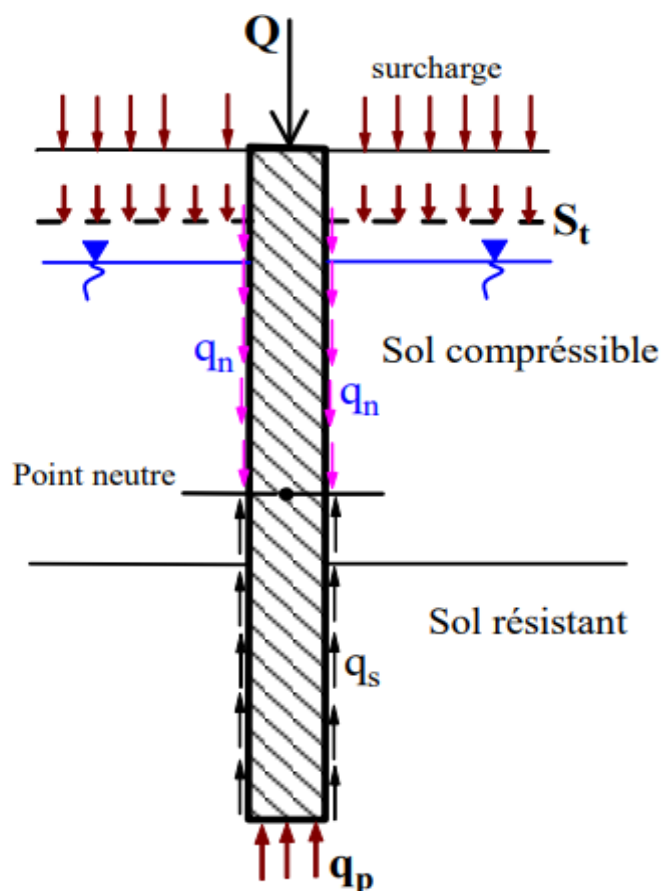


Figure III-6: Mécanismes du frottement latéral positif et négatif

La formulation est basée sur le cas d'un pieu de section constante (cylindre). L'intégration du frottement latéral unitaire le long de la couche de sol homogène (d'épaisseur h). Dans le cas des sols purement cohérents, la formule la plus utilisée est la suivante :

$$Q_{SU} = \pi B * \int_{H1}^{H2} q_s dz = \pi B * \sum_{H1}^{H2} q_{si} \Delta z_i = \pi B * \sum_{i=1}^{i=n} q_{si} h_i$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{si} = \min(\beta C_u, q_{smax}) \\ \beta = 0.7 \text{ pieux en BA et } 0.5 \text{ cas des pieux à chemise en acier (tableau III - 1)} \\ q_{smax} = \text{Frottement tiré de l'expérience (tableau III - 2)} \end{array} \right\}$$

Tableau III-1: Les valeurs du coefficient « β »

Pieux	Forés gros diamètre > 1.5 m	Forés	Battus	injectés
En béton	0.6	0.7	0.7	0
En acier	0	0.5	0.5	0
Faible pression	0	0	0	1
Forte pression	0	0	0	1.5

Tableau III-2: Définition des catégories conventionnelles des sols

Classe de sol		Pressiomètre P l (M P a)	Pénétromètre q c (M P a)	q_{smax}
Argiles, Limons	A- Argiles et Limons mous	<0.7	<3.0	15
	B - Argiles et Limons fermes	1.2 à 2.0	3.0 à 6.0	80
	C - Argiles très fermes à dures	> 2.5	> 6.0	80
Sables, graves	A- Lâches	<0.5	<5.0	--
	B - Moyennement compacts	1.0 à 2.0	8.0 à 15.0	--
	C - Compacts	> 2.5	> 2.5	120
Craies	A- Molles	<0.7	> 5.0	80
	B - Altérées	1.0 à 2.5	> 5.0	12
	C - Compacts	> 3.0		--

III.4.1.3 Calcul de la charge limite totale Q_l

- Dans le cas général des pieux travaillant en compression, on a:

$$Q_{le} = Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

- Dans le cas des pieux travaillant en arrachement, on a:

$$Q_{le} = Q_{su}$$

III.4.1.4 Charge de fluage

On peut retenir d'après de DTR-BC. 2.33.2 (pp. 43):

- Pour les pieux refoulant le sol:

$$Q_c = \frac{Q_u}{1.5} = \frac{Q_{pu} + Q_{su}}{1.5}$$

- Pour les pieux ne refoulant pas le sol (pieux forés)

$$Q_c = \frac{Q_{pu}}{2.5} + \frac{Q_{su}}{1.5}$$

- Pour les pieux travaillant à l'arrachement: $Q_{pu} = 0$

$$Q_c = \frac{Q_{su}}{1.5}$$

III.4.1.5 Charges admissibles

On peut retenir d'après de DTR-BC. 2.33.2 (pp. 43):

$$Q_{a\ ELU} = \frac{Q_u}{3} ; Q_{a\ ELS} = \frac{Q_c}{3} ; Q_{a\ ACC} = \frac{Q_u}{2.5}$$

III.4.1.6 EFFET DE GROUPE DE PIEUX

Lorsque les pieux sont disposés à une distance interaxe inférieure à 3 fois leur diamètre ($d < 3B$), l'interférence entre les bulbes de pression générés sous leurs pointes réduit la capacité portante du groupe de pieux. En conséquence, la charge limite globale du groupe de n pieux est inférieure à la somme des charges limites des pieux considérés individuellement. Le coefficient d'efficacité C_e du groupe de pieux est défini comme suit :

Les valeurs de résistance de pointe sont établies à partir d'essais in situ, comme les méthodes pressiométriques et pénétromètre statique, pour éviter les erreurs liées aux échantillons remaniés. Ces essais permettent de déterminer les charges admissibles des pieux, avec des coefficients de sécurité plus faibles qu'en laboratoire.

$$C_e = \frac{Q_{gp}}{\sum Q_u} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} C_e = 1 : \text{pas d'effet de groupe } (d \geq 3B) \\ C_e < 1 : \text{Effet de groupe non négligeable} \end{array} \right\}$$

Pour tenir compte de l'effet de groupe, on calcule en fonction de la répartition des pieux en plan le coefficient d'efficacité C_e comme indiqué ci-après et en vérifie ensuite pour chaque combinaison d'actions la condition suivante:

1. Cas des sols cohérents:

$$\left\{ \begin{array}{l} d > 3B : C_e = 1 \text{ (pas d'effet de groupe)} \\ d \leq 3B : C_e = 0.25 \left(1 + \frac{d}{B}\right) \end{array} \right\}$$

B est le diamètre des pieux et d leurs entraxes.

2. Cas des sols pulvérulents compacts :

$$\left\{ \begin{array}{l} d > 3B : C_e = 1 \text{ (pas d'effet de groupe)} \\ C_e = 1 - \frac{2 * \text{artg}\left(\frac{B}{d_{\min}}\right)}{180^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \end{array} \right\}$$

Avec m et n : n de lignes et de colonnes de pieux

III.4.1.7 Vérification de stabilité des pieux sous l'effet d'un vent extrême

La vérification de la stabilité des pieux sous l'effet des moments est une étape cruciale dans la conception des fondations soumises à des charges latérales importantes. Cette vérification fait selon cette hypothèse :

$$N_i = \frac{N_{Gu}}{N} \mp \frac{M_y x_i}{\sum_{j=0}^n x_j^2} \mp \frac{M_x y_i}{\sum_{j=0}^n y_j^2}$$

M_y, M_x : moments renversement sismique autour de (xx) et (yy)

N_{Gu} : effort normal total et N= Nbre de pieux du groupe

III.5 Application

III.5.1 Les données

Une pile centrale d'un pont transmet un effort normal pondéré s ($N = 16750 \text{ kN}$: ELS) . Afin de pallier à l'effet de groupe e ($C = 1$) , le nombre de pieux forés (Figure III.7) projetés est de six ($N = 6$) (Figure III.7).

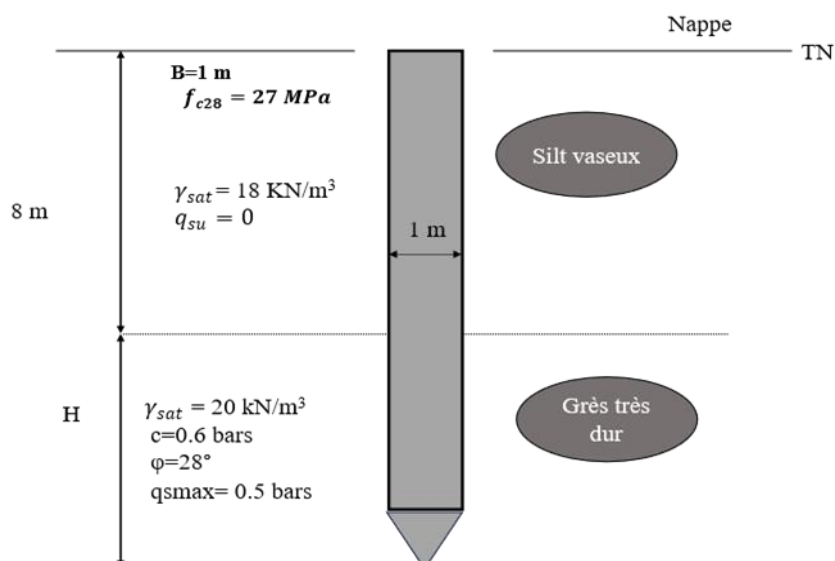


Figure III-7: profil géomécanique

1. Déterminer la longueur minimale (D) des pieux pour satisfaire le critère de résistance du sol.
2. Dédire alors la charge admissible (Q_{aELS}) d'un pieu isolé (3.14) $\pi = 2$)
3. La résistance du matériau constitutif du pieu est-elle vérifiée ? Justifier ?

III.5.2 Solution

III.5.2.1 Calculer la charge reprise par un (01) pieu isolé :

- a. En supposant que la semelle coiffante est rigide, la charge reprise par un (01) pieu isolé

$$\text{est: } Q_{l\text{pieu}}^{ELS} = \frac{N_s}{n} = \frac{16750}{6} = 2791.67 \text{ KN}$$

III.5.2.2 Calcul de la longueur (D) du pieu foré

$$N_q = 10^{3.04 \cdot \tan 28} = 41.34$$

$$N_c = \frac{41.34 - 1}{\tan 28} = 75.86$$

Densités déjàugées :

$$\text{Silt vaseux : } \gamma' = 8 \text{ KN/m}^3 \text{ et Grés très dur: } \gamma' = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$q_0 = 8 * 8 + 10h = 64 + 10h \text{ KPa}$$

$$q_{pu} = 41.34 (64 + 10h) + 75.868 * 60 = 7197.84 + 413.4h$$

$$\text{Section du pieux : } A_p = \frac{3.14 * 1^2}{4} = 0.785 \text{ m}^2$$

III.5.2.2.1 Terme de pointe:

$$Q_U = 0.785 * (7197.84 + 413.4 h) = 5650.3 + 324.52 h$$

Le frottement latéral sol pieu se mobilise uniquement dans le gré (couche résistante).

III.5.2.2.2 Frottement unitaire:

$$q_s = \text{Min} (\delta_c; q_{s\max}) = \text{Min} (0.5 c; 0.5 \text{ bars}) = \text{Min} (0.3; 0.5) = 0.3 \text{ bars} = 30 \text{ KPa}$$

$$Q_{su} = 3.14 * 1 * h * 30 = 94.2 h \text{ KN}$$

III.5.2.3 Charge admissible à l'ELS (Fascicule 62):

$$\bar{Q}_{aELS} = \frac{5650.3 + 324.52 h}{2.8} + \frac{94.2}{2} = 2017.96 + 163 h$$

Critère de résistance du sol :

$$Q_{l\text{pieu}}^{ELS} \leq \bar{Q}_{aELS} \rightarrow 2791.67 \leq 2017.96 + 163 h \rightarrow$$

$$h \geq \frac{2791.67 - 2017.96}{163} = 4.75 \rightarrow D = 12.75 \text{ m}$$

En pratique on prend $D=13 \text{ m}$.

III.5.2.4 Charge admissible d'un pieu isolé:

$$2017.96 + 163 h = 2832.96 \text{ KN}$$

III.5.2.5 Résistance du matériau constitutif:

$$\sigma_1 = \frac{Q_S}{A_p} = \frac{2791.67}{0.785} = 3556.27 \text{ KPa} = 3.55 \text{ MPa} \leq \nabla_{BC=0.6} f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

III.5.3 Charge admissible d'un pieu à partir des essais in situ

III.5.3.1 Charges admissibles à partir du pénétromètre statique

III.5.3.1.1 Charge limite de pointe Q_{pu}

L'essai statique CPT est très fiable pour le dimensionnement des pieux car il présente une similitude de sollicitation et de comportement par rapport à un pieu isolé ancré dans le sol.

Le terme de pointe q_{pu} est donnée par la formule (DTR. BC 2.33.2 & Fascicule 62) par:

$$q_{pu} = K_c q_{ce} \rightarrow Q_{pu} = A_p * K_c * q_{ce}$$

Q_{pu} : Charge limite en pointe

K_c : coefficient de portance donné par le tableau 5

A_p : section du pie

q_{ce} : résistance de pointe équivalente donnée par la formule suivante :

$$q_{ce} = \frac{1}{(3a + b)} \int_{D-b}^{D+3a} q_c^*(z) dz = \frac{1}{(3a + b)} \sum_{(D-b)}^{(D+3a)} q_c^* \Delta z$$

a : max (B/2 et 0.5 m)

$b = \min(a ; h)$, h : hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

q_c^* : résistance de pointe corrigée après avoir écrêté les valeurs supérieures à $1.3 * q_{cm}$
(Valeur moyenne de $q_c(z)$ entre

$$q_{cm} = \frac{\sum_{(D-b)}^{(D+3a)} q_{ci}}{N} \text{ Valeur moyenne de } q_c(Z) \text{ entre } (D-b) \text{ et } (D-3a)$$

Dans un sol homogène, l'ancrage minimal d'un pieu isolé est de 3.B. Dans un sol multicouche, l'ancrage sous la pointe doit être de 4.B pour éviter le poinçonnement. Dans les sols meubles, il est recommandé d'ancrer le pieu de 3ϕ , avec un minimum de 1,5 m dans la couche porte

Tableau III-3: Valeurs de Kc selon le Fascicule 62 et le DTR. BC 2.33.2

Nature du sol et catégorie (1)		Pieux mis en œuvre sans refoulement du sol (forés)		Pieux mis en œuvre avec refoulement du sol (battus)	
Argiles Et limons	A, B, C	Fasc. 62	0.4	Fasc. 62	0.55
		DTR. BC 2.33.2	0.35	DTR. BC 2.33.2	0.45
Sables et graves	A, B, C	Fasc. 62		DTR. BC 2.33.2 (2)	0.50 0.40
		DTR. BC 2.33.2	0,15	$q_{ce} \leq 5 \text{ MN/m}^2$	
		$q_{ce} \leq 5 \text{ MN/m}^2$ $q_{ce} \geq 5 \text{ MN/m}^2$	0,15	$q_{ce} \geq 5 \text{ MN/m}^2$	
Craies	A	Fasc.62	0.20	Fasc.62	0.30
	B		0.30		0.45
(1) : les catégories de sol sont définies au chapitre 1 (F. superficielles) (2) : interpoler linéairement pour $5 \leq q_{ce} \leq 5 \text{ MN/m}^2$ (adopter des valeurs minimales dans le calcul de charges admissibles des pieux).					

III.5.3.1.2 Terme de frottement latéral à partir du CPT

Il est courant de vouloir établir un lien entre le frottement latéral unitaire (f_s) mesuré sur le manchon du pénétromètre statique et le frottement latéral unitaire limite (q_{su}) des pieux. Cependant, cette approche n'a pas encore conduit à une méthode fiable et pratique pour estimer le frottement latéral mobilisable par les pieux. Les méthodes de dimensionnement actuelles se basent principalement sur la résistance de pointe (q_c) plutôt que sur la valeur de q_{su} . Le frottement latéral unitaire limite (q_{su}) du pieu est lié à la résistance à la pénétration statique (q_c) par la relation suivante :

$$q_{su} = \text{Min} \left(\frac{q_{ci}}{\beta}; q_{max} \right) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta: \text{est donné par le tableau 2} \\ q_{ci}: \text{est la valeur moyenne sur la couche résistante au frottement } h \\ q_{max}: \text{Valeur limite de frottement donné par le tableau 2} \end{array} \right\}$$

La charge limite totale mobilisée par frottement (figure III.8) dans les couches résistantes est donnée par :

$$Q_{Su} = \int_{s1}^{s2} q_{su}(z) ds = \pi B * \sum_{i=h_i}^{j=h_n} q_{si} h_i \rightarrow B \text{ est le } \phi \text{ du pieu}$$

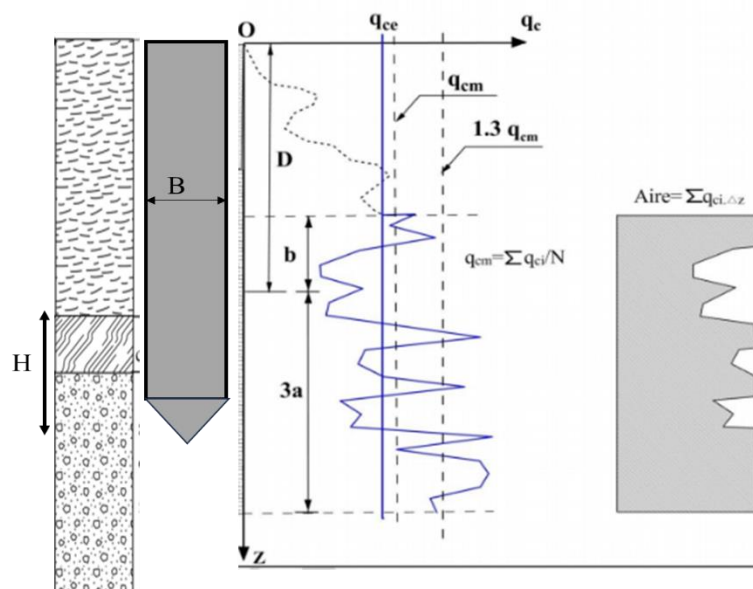


Figure III-8: Schéma de calcul de q_{ce} à partir du pénétromètre statique (CPT)

Tableau III-4: Valeurs de β et $q_{s \max}$ extraits du Fascicule 62 titre

		ARGILES-LIMONS					SABLES-GRAVES			CRAIES	
		A	B		C		A	B	C	A	B
Foré	β	-	-	75 ⁽¹⁾	-	-	200	200	200	125	80
	$q_{s \max} (KPa)$	15	40	80⁽¹⁾	40	80⁽¹⁾	-	-	120	40	120
Foré tubé (tube récupère)	β	-	100	100 ⁽²⁾	-	100 ⁽²⁾	250	250	300	125	100
	$q_{s \max} (KPa)$	15	40	60⁽²⁾	40	80⁽²⁾	-	40	300	40	80
Métal battu fermé	β	-	120		15		300	300	300	(3)	
	$q_{s \max} (KPa)$	15	40		80		-	-	120		
Battu à fût béton	β	-	75		-		150	150	150	(3)	
	$q_{s \max} (KPa)$	15	80		80		-	-	120		

Remarques:

(1) pieux réalisés et rainurés en fin de forage, uniquement.

(2) forage à sec, tube non louvoyé

(3) le frottement latéral peut être très faible dans les craies avec ces types de pieux. A défaut d'essai de chargement statique.

Sur le site, il convient de se référer à des essais de chargement exécutés dans des conditions similaires.

Tableau III-5: Valeurs de β et q_{smax} selon le DTR-BC 2.33.2 (p.16).

Pieu/sol		Foré	Foré avec tubage Récupéré	Métal battu (Tube fermé)
Argiles et Limon	β	100	100	100
	$q_{smax} (KPa)$	40	40	40
Sable	β	250	250	300
	$q_{smax} (KPa)$	80	80	80

III.5.3.2 Méthode pressiométrique

On ne traite dans cette partie que la méthode pressiométrique, la méthode pénétrométrique étant similaire (cf.fasc.62-titreV).

III.5.3.2.1 Détermination de la charge limite de pointe Q_{su}

La charge limite de pointe est donnée par la formule:

$$Q_{pu} : A_p * K_P * p_{le}^*$$

Avec

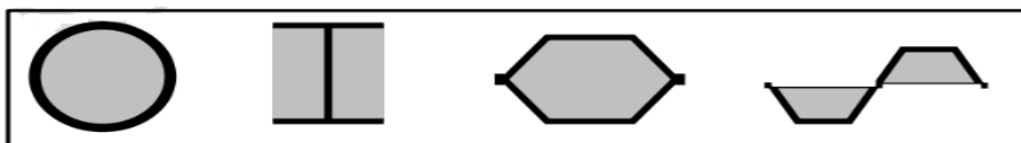
A_p : Section de pointe du pieu,

p_{le}^* : Pression limite nette équivalente

K_P : Facteur de portance. Les valeurs sont données par le tableau III-6 et pour le cas particulier des tubes métalliques battus ouverts et les profilés métalliques non obturés à la base est la suivante. Dans ce cas la section A à considérer est comme indiquée dans la figure III.9

Tableau III-6: Valeurs des facteurs de portance Kp (Fascicule 62 titre V)

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles Limons	A	1.1	1.4
	B	1.2	1.5
	C	1.3	1.6
Sables Graves	A	1.0	4.2
	B	1.1	3.7
	C	1.2	3.2
Craies	A	1.1	1.6
	B	1.4	2.2
	C	1.8	2.6
Marnes Marno-calcaires		1.8	2.6
Roches altérées		1.1 à 1.8	1.8 à 3.2

**Figure III-9:** Autres sections usuelles des fondations profondes.**Tableau III-7:** Classification des sols.

Classe de sol		Description de consistance	Pressiomètre P_l en (MPa)
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	<0.7
	B	Argiles et limons fermes	1.2 - 2.0
	C	Argiles très fermes à dures	>2.5
Sables, graves	A	Lâches	<0.5
	B	Moyennement compacts	1.0-2.5
	C	Compacts	>3.0
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 – 2,5
	C	Compactes	>3,0
Marnes Marno- calcaire	A	Tendres	1,5 – 4,0
	B	Compactes	>4,5
Roches*	Q	Altérées	2,5 – 4,0
	B	Fragmentées	> 4,5

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_d^D p_l^*(z) dz$$

d : pris égal à 0 sauf s'il existe des couches de très mauvaises caractéristiques en surface dont on ne désire pas tenir compte dans le calcul de l'encastrement.

p_{le}^* : est obtenue en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents p_l^* . c'est la pression moyenne autour de la base de la fondation (figure III.10). Elle est déterminée à partir de l'expression suivante :

$$p_{le}^* = \frac{1}{(3a + b)} \int_{D-b}^{D+3a} q_l^*(z) dz = \frac{1}{(3a + b)} \sum_{(D-b)}^{(D+3a)} q_l^* \Delta z$$

Avec : $a = \text{Max} (B/2 \text{ et } 0,50\text{m})$

$b = \text{Min} \{a ; h\}$

h : hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse

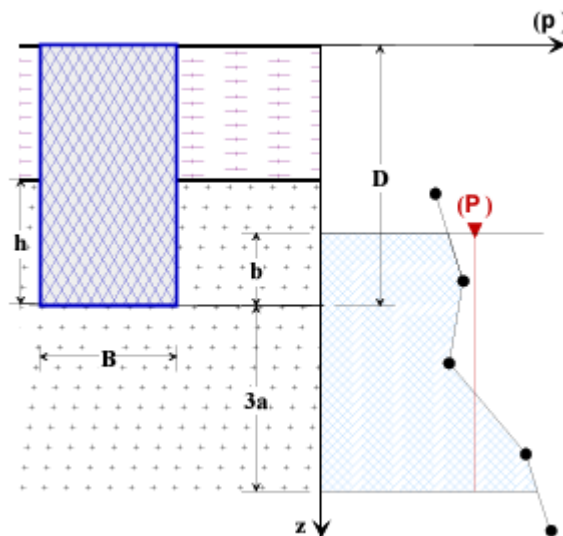


Figure III-10: Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente.

III.5.3.2.2 Pieu isolé sous charge axiale

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur H concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_{su} = \rho_s * \pi * B \int_0^H q_{su}(z) dz = \rho_s * \pi * B * \sum_{h_1}^{h_i} q_{si} \Delta z$$

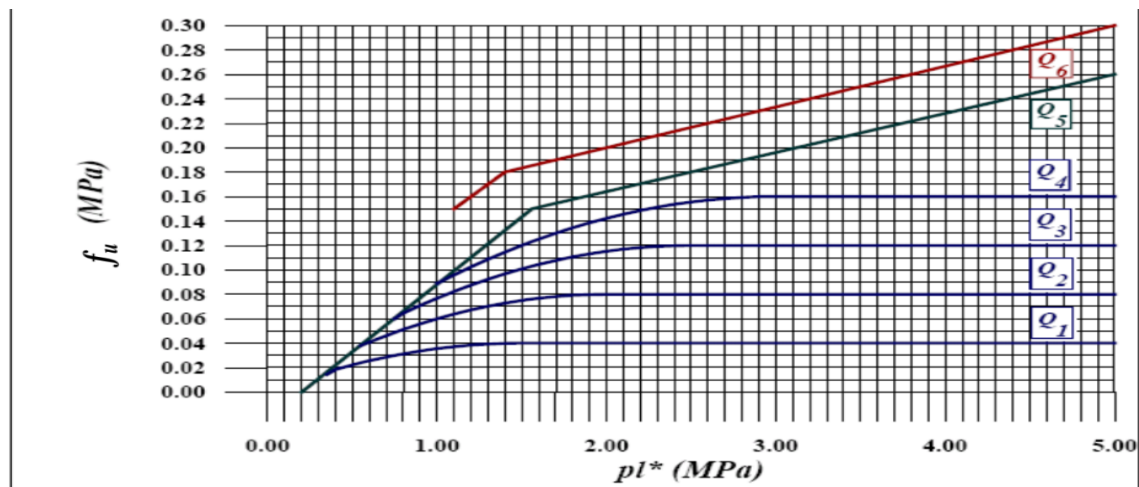
Avec ρ_s coefficient minorateur donné par le tableau

Tableau III-8: Coefficients ρ minorateurs (Fascicule 62 titre V).

Nature du sol	Argiles		Sables	
Type de pieu	ρ_b	ρ_s	ρ_b	ρ_s
Tubulaire ouvert	0.5	1	0.5	1
Pieu H	0.5	1	0.5	1
Palplanches	0.5	1	0.5	1

III.5.3.2.3 Frottement latéral unitaire limite q_s

Le frottement latéral unitaire limite est donné en fonction de la pression limite nette p^*l (qui exprime la compacité ou le serrage du sol) par les courbes de la figure III.11

**Figure III-11:** Frottement latéral unitaire le long du fût du pieu à partir du pressiomètre.

Le tableau 5 indique le choix de la courbe à utiliser en fonction de la nature du sol et du type de pieu.

Tableau III-9: Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s .

	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾				Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾
Foré boue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾
Foré tube (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄
Foré tubé (tube perdu)		Q ₁			Q ₁	Q ₂		(4)		Q ₂	Q ₃
Puits ⁽⁵⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂			Q ₂	Q ₃		(4)		Q ₃	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂			Q ₃			(4)		Q ₃	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂			Q ₂	Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂			Q ₃	Q ₄		(4)		Q ₃	Q ₄
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂			Q ₃		Q ₂	Q ₃	Q ₄		Q ₅
Injecté haute pression ⁽⁶⁾		Q ₄	Q ₅		Q ₅	Q ₆		Q ₅	Q ₆		Q ₆

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage,

(2) Pieux de grande longueur (supérieur à 30m),

(3) Forage à sec, tube non louvoyé,

(4) Dans les cas des craies, le frottement latéral peut être très faibles pour certains types de pieux, Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas,

(5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses),

(6) Injection sélective et répétitive à faible débit,

III.6 Application

III.6.1 Les données

La pile d'un pont est fondée sur un groupe de pieux forés (Figure 2) en béton armé (mis en œuvre sans refoulement du sol et $\pi = 3,14$; $B = 1$ m ; $L = 15$ m, et $K_p = 1,2$). les deux couches de marne compacte et de grès dur sont les deux couches résistantes.

- Calculer les charges admissibles d'un (1) pieu isolé à (ELS, ELU et ELA) selon le règlement DTR- BC-2.33-2 avec la méthode pressiométrique.

Dans le cadre de l'élaboration du dossier d'exécution, il a été établi que la fondation repose sur un groupe de **6 pieux (N=6)**, surmontés d'une semelle rigide. Cette dernière assure la transmission d'un effort normal pondéré à l'ensemble des pieux, la figure (3.a) montre un schéma de répartition des pieux en plan. En fait, la pile (figure 3.b) sera soumise à des effort ($N_G = 2500$ KN et $N_Q = 4000$ KN) et ($M_G = 800$ KN.m et $M_Q = 1400$ KN.m), sachant que $f_{c28} = 30$ MPa.

- Calculer le coefficient d'efficacité du groupe (C_e)
- Vérifier la fondation de la pile (nombre de pieux a ELU et ELS)?
- Vérifier la stabilité des pieux (Justifiez les pieux sous sollicitation sismique pondérée) et La résistance des pieux sous la sollicitation sismique

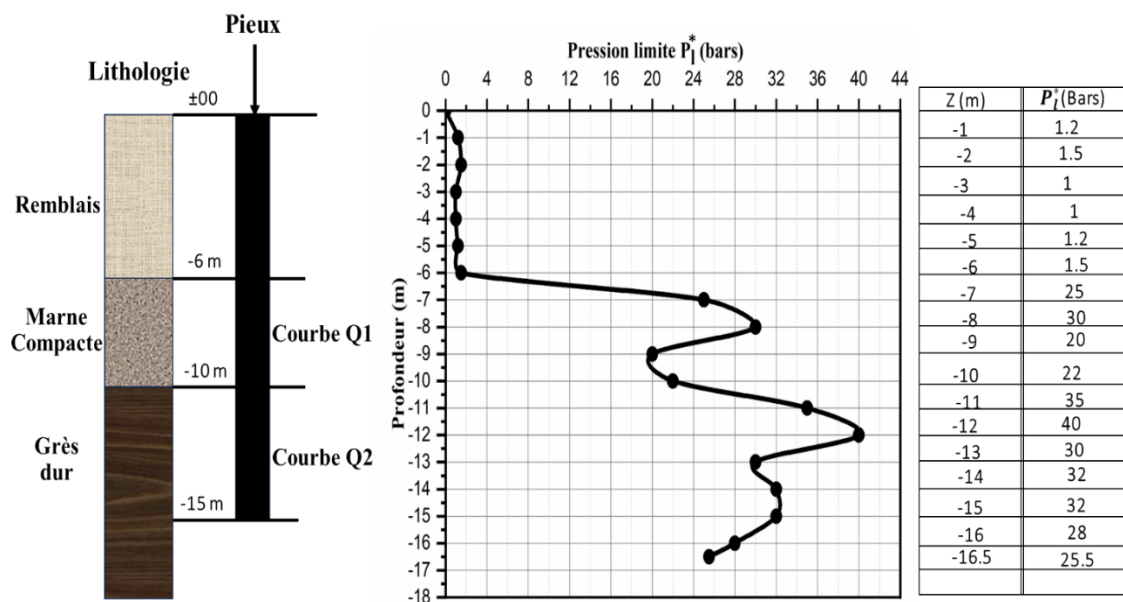


Figure III-12: Le pénétrogramme statique (CPT).

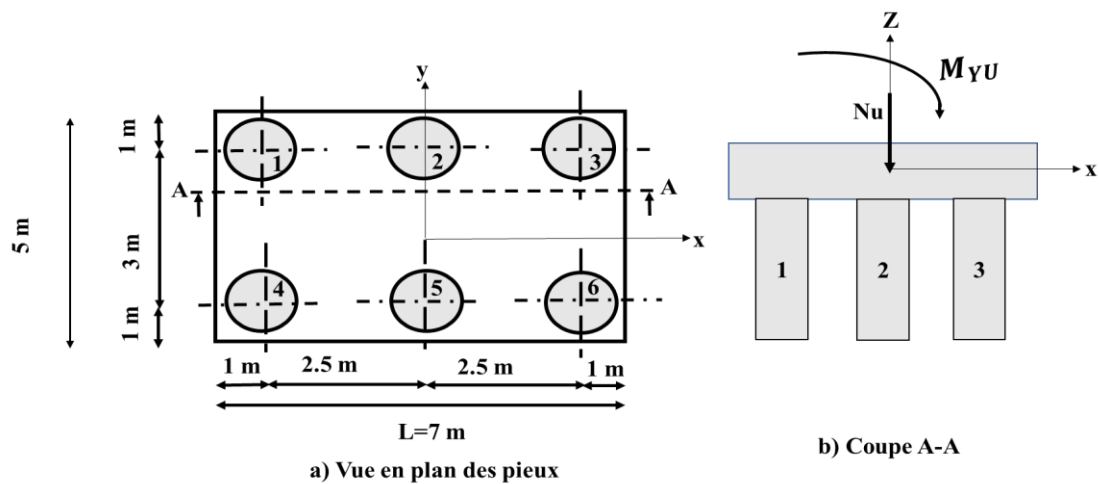


Figure III-13: détail du groupe de pieux.

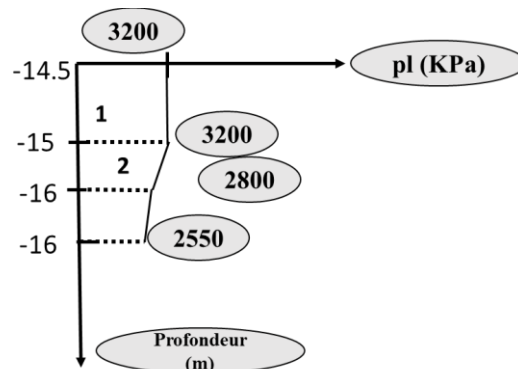
III.6.2 La solution

1. Calculer les charges admissibles d'un (1) pieu isolé à (ELS, ELU)

$$Q_{pu} = A_p * K_P * p_{le}^* \text{ avec}$$

$$a = \text{Max} (0.5, 0.5) = 0.5 \text{ et } b = \text{Min} (9, 0.5) = 0.5 \text{ et } A = 0.785 \text{ m}^2$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{2} \int_{14.5}^{16.5} P_l^*(Z) dz = \frac{1}{2} \left[(3200 * 0.5) + \frac{(3200+2800)}{2} * 1 + \frac{(2800+2550)}{2} * 0.5 \right] = 2968.75 \text{ KPa}$$



$$Q_{pu} = 0.785 * 1.2 * 2968.75 = 2796.56 \text{ KN}$$

$$Q_{su} = \pi * B \sum_{i=1}^n q_{sui} * h_i$$

Le frottement latéral (pieu- sol) se mobilise uniquement sur les deux (02) couches de marne compacte (h1) et de gré dur (h2) avec des frottements unitaires successivement de 40 kPa et 80 kPa. La couche de remblai de très faible résistance est négligée dans le calcul du frottement latéral du pieu.

$$Q_{su} = 3.14 * 1 * (40 * 4 + 80 * 5) = 1758.4 \text{ KPa}$$

Charges admissibles

$$Q_a(ELS) = \frac{0.4*Q_{pu}+0.66*Q_{su}}{1.4} = \frac{0.4*2796.56+0.66*1758.4}{3} = 1628.17 \text{ KN}$$

$$Q_a(ELU) = \frac{Q_{pu} + Q_{su}}{3} = \frac{2796.56 + 1758.4}{1.4} = 3253.54 \text{ KN}$$

$$Q_a(ACC) = \frac{Q_{pu} + Q_{su}}{1.25} = \frac{2796.56 + 3253.54}{1.25} = 40840.08 \text{ KN}$$

2. Calculer le coefficient d'efficacité de groupe (C_e)

$$C_e = 1 - \frac{2 * \text{artg}\left(\frac{1}{2.5}\right)}{180^\circ} \left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{2}\right) = 0.717 < 1 \rightarrow C_e = 0.72$$

3. Vérifier la fondation de la pile (nombre des pieux)

$$N_{ser} = 2500 + 4000 = 6500 \text{ KN}$$

$$N_{ELU} = 1.35 * 2500 + 1.5 * 4000 = 9375 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N = \frac{N_{ser}}{C_e * Q_a(ELS)} = \frac{6500}{0.72 * 1628.17} = 5.54 < 6$$

$$\text{ELU : } N = \frac{N_{ser}}{C_e * Q_a(ELS)} = \frac{9375}{0.72 * 3253.54} = 4.002 < 6$$

Le nombre de pieux est suffisante

4. Vérifier la stabilité des pieux (Justifiez les pieux sous sollicitation sismique pondérée)

$$N_{ELU} = 9375 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_{yELU} = 1.35 * 800 + 1.5 * 1400 = 3180 \text{ KN.m}$$

Tableau III-10: Distribution des efforts normaux dans les pieux du groupe

N°	x (m)	Y (m)	x^2	y^2	$M_y * x$	$M_x * y$	$\frac{N_u}{6}$	N_i	Type
1	-2.5	1.5	6.25	2.25	-7950	0	1562.5	1244.5	Comp
2	0	1.5	0	2.25	0	0	1562.5	1562.5	Comp
3	2.5	1.5	6.25	2.25	7950	0	1562.5	1880.5	Comp
4	-2.5	-1.5	6.25	2.25	-7950	0	1562.5	1244.5	Comp
5	0	-1.5	0	2.25	0	0	1562.5	1562.5	Comp
6	2.5	-1.5	6.25	2.25	7950	0	1562.5	1880.5	Comp
Somme =			25	13.5					

$$N_i = \frac{N_U}{n} \pm \frac{M_y}{\sum_{i=1}^n x_i^2} x_i \pm \frac{M_x}{\sum_{i=1}^n y_i^2} y_i \quad \text{et } n: \text{nombre des pieux}$$

Tous les pieux sont comprimés,

$$N_{ACC} = 1880.5 \text{ KN} < C_e * Q_a(ACC) = 0.72 * 4840.08 = 3484.86 \text{ KN}$$

La résistance des pieux sous la sollicitation sismique est vérifiée

III.7 Conclusion

Le dimensionnement des fondations profondes, et plus particulièrement des pieux, repose sur une bonne connaissance des caractéristiques mécaniques du sol, obtenues à partir des **essais de laboratoire** et des **essais in situ**. Ces investigations permettent d'évaluer avec précision la capacité portante, le frottement latéral et le comportement du sol sous chargement.

L'exploitation conjointe des résultats des essais géotechniques (SPT, CPT, pressiomètre Ménard, essais triaxiaux, œdométriques, etc.) assure un dimensionnement plus sûr et plus économique des pieux. Elle permet également de prévenir les risques de rupture ou de tassement excessif.

Ainsi, l'utilisation rationnelle des données issues des essais in situ et en laboratoire constitue une étape essentielle pour garantir la sécurité, la durabilité et la performance des fondations profondes.

CHAPITRE IV

Fondations spéciales

CHAPITRE IV : Fondations spéciales

IV.1 Introduction

La réalisation d'excavations est une étape incontournable dans de nombreux projets de construction. Pour limiter l'étendue des talus ou soutenir des tranchées, il est souvent nécessaire de construire des fondations spéciales qui résume dans les ouvrages de soutènement, qu'ils soient temporaires ou permanents.

IV.2 Les Parois Moulées

IV.2.1 Définition

La paroi moulée est un écran de soutènement souple formé de la juxtaposition des panneaux verticaux, plans ou courbés, généralement en béton (armé ou non armé), pouvant avoir une hauteur de quelques dizaines de mètres. A l'encontre des murs de soutènement rigides fonctionnant par leur poids pour assurer la stabilité, les parois moulées fonctionnent par encastrement dans le sol ou par ancrage.

La particularité d'un mur en paroi moulée est qu'il se réalise au sein du sol, qui lui sert de moule, sans aucun besoin de coffrage ou blindage. A l'aide de machines conçues pour une telle technique, on réalise une excavation, on la remplit par le béton, ensuite on procède au terrassement de la fouille après prise du béton. Dans des terrains présentant un risque d'éboulement, tels que les sols pulvérulents et les sols fins mous, le forage s'effectue en présence d'une boue de bentonite. La paroi est des fois scellées par des nappes de tirants d'ancrage sur sa hauteur afin de renforcer le soutènement. Le procédé de réalisation, d'origine italienne, a été breveté en 1952 par le professeur Veder.

La paroi moulée peut être avantageusement utilisée en tant que soutènement définitif faisant partie de la structure comme un mur porteur. En cas de fouilles profondes ou de grandes dimensions, ou dans les terrains raides impénétrables par des rideaux de palplanches, le mur en paroi moulée est bien adapté à de telles conditions. Il est souvent utilisé dans les parkings souterrains, les silos enterrés, les cuvelages de caves d'immeubles et les piédroits de métro ou de tunnel. Outre la fonction soutènement, le mur en paroi peut être conçu en tant qu'écran d'étanchéité, ce qui est le cas par exemple des voiles d'étanchéité sous un barrage, ou les écrans d'anti-contamination des nappes phréatiques par les déchets liquides. Enfin, la paroi moulée peut être conçue en tant qu'élément de fondation profonde, pouvant recevoir des efforts périphériques importants de la structure, appelé barrette.

IV.2.2 CONCEPTION ET RÉALISATION DES PAROIS MOULÉES

Comparativement à un mur en rideaux, le comportement d'une paroi moulée diffère en plusieurs points :

- Mur rideau (type palplanches ou rideaux métalliques) est enfoncé dans le sol par battage ou vibrofonçage, ce qui refoule le sol autour.
- Paroi moulée, au contraire, est creusée (excavée), sans refouler le sol.
- Les parois moulées peuvent atteindre de grandes profondeurs, limitées seulement par les engins.
- Les murs rideaux sont limités en hauteur à cause de leur flexion, et ont besoin d'ancrages multiples pour être stables.

Dimensions typiques : Les panneaux ou parois utilisés ont couramment une épaisseur de 0.5 à 1.5 m, une longueur de 8 à 10 m et une hauteur entre 10 à 20 m, bien qu'il existe des valeurs exceptionnellement atteintes dans certains projets, comme c'est le cas du barrage de Villita au Mexique, où la hauteur des parois a atteint 90 m.

Étapes de construction : les principales phases de construction d'une paroi moulée :

1. Creusement d'une tranchée verticale.
2. Mise en place des armatures (cages d'acier).
3. Coulage du béton (par le bas grâce à la technique du tubage – béton remplace la boue).

Outils de forage, La paroi ou tranchée est réalisée par forage à l'aide (figure IV.1) :



Figure IV-1: Chantier de réalisation d'une paroi moulée circulaire.

1. Benne preneuse pour terrains meubles.
2. Trépan / outil percutant pour les sols durs ou rocheux.

Pendant le forage, la tranchée est **remplie de boue de bentonite**, un mélange d'eau + bentonite (argile spéciale). Cette boue :

- Stabilise les parois pendant le creusement
- Empêche l'effondrement de la tranchée

Les caractéristiques typiques d'une boue de bentonite sont résumées au tableau IV.1 :

Tableau IV-1: Caractéristiques physiques typiques d'une bentonite

Limite liquidité (%)	500
Limite de plasticité (%)	50
Indice de plasticité(%)	450
Surface spécifique (m ² /g)	100
Poids volumique initial (kN/m ³)	10.3-10.5
Potentiel de gonflement (Augmentation relative du volume)	1000-1500 %
Porosité (%)	85
Indice des vides	5.0

Méthodes de coulage des panneaux : Parfois on alterne les panneaux : on commence par les paires, puis les impaires pour éviter des affaissements (technique par phases). Ceci est important dans les sols instables, comme le schématise la figure

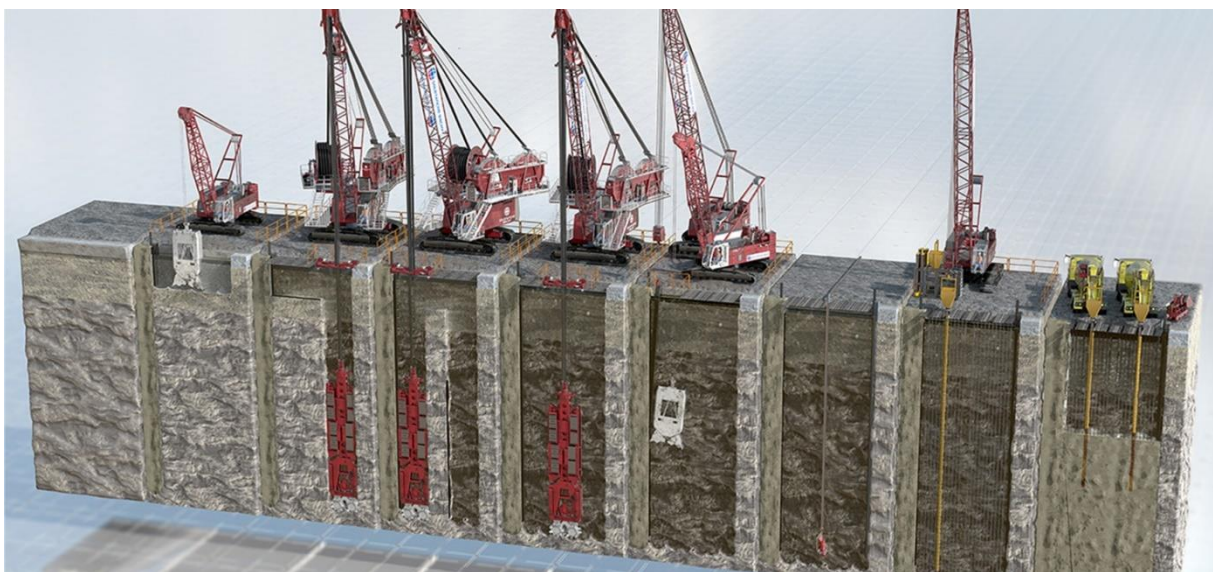


Figure IV-2: Phasage de réalisation de panneaux d'une paroi moulée (soletanche-bachy)

Outre les qualités d'une paroi moulée, celle en béton préfabriqué permet d'obtenir un parement esthétique, avec un béton de meilleure qualité, et servant d'ouvrage définitif tel que les piédroits dans une ligne de métro ou de tunnel (Figure IV.3)

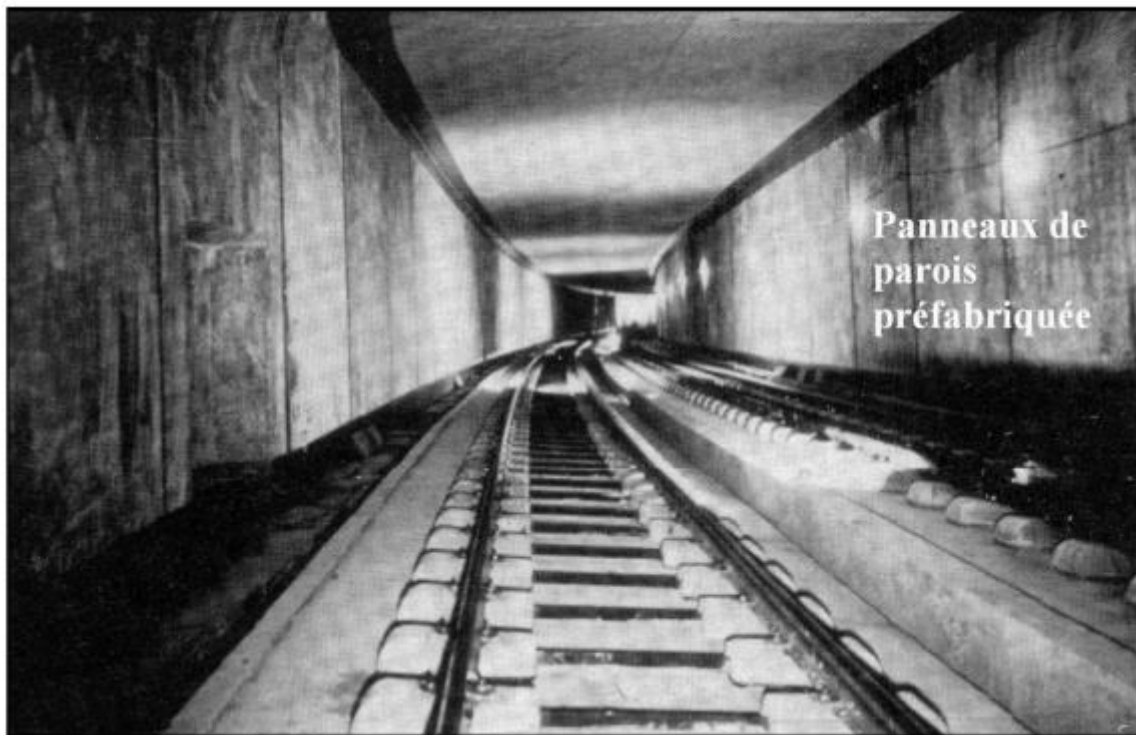


Figure IV-3: Vue des piédroits formés des parois préfabriquées dans le tunnel.

Une autre forme de soutènement en paroi est la paroi berlinoise dont le principe de réalisation, comme le schématise la figure 9.9, consiste à installer par forage ou battage des profilés métalliques verticaux, généralement en forme de H, fichés à la profondeur requise, et espacés de 4 à 6 m, et faire glisser entre eux des panneaux en bois, en acier ou en béton préfabriqué, au fur et à mesure qu'on descend dans l'excavation (figure IV.4)

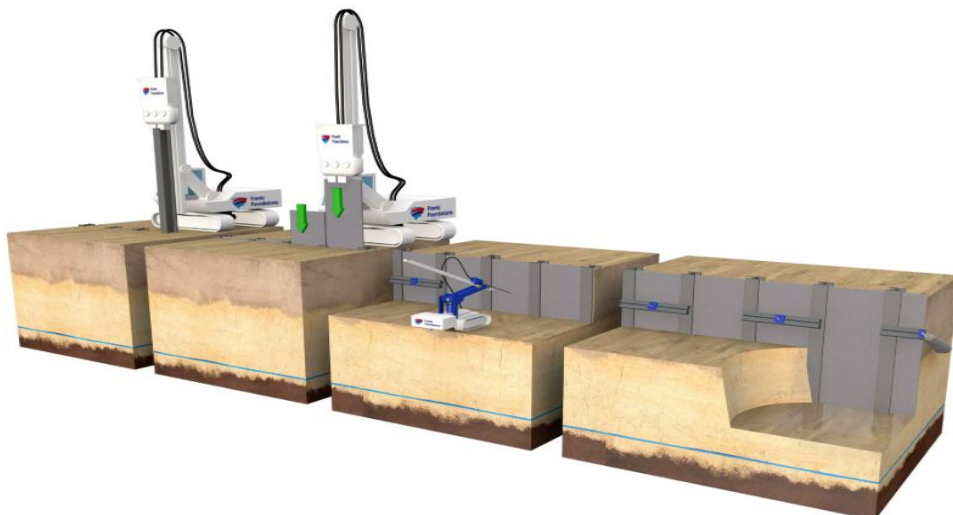


Figure IV-4: Principe de réalisation d'une paroi berlinoise

Conditions de coulage : La durée du coulage est de 8 à 10 heures par panneau. On utilise souvent des retardateurs de prise pour que le béton ne durcisse pas trop vite. Dimensions typiques des panneaux : 8 à 10 m de long.

Le béton plus dense (≈ 2.3) remplace la boue bentonitique (figure IV.5). La boue remonte à la surface et est récupérée et recyclée. La partie supérieure (mélange béton-boue) est recoupée (recépage) pour atteindre du béton sain.



Figure IV-5: Réalisation et coulage des parois moulées dans le cadre du projet

Caractéristiques du béton : Le béton utilisé doit avoir

3. **Dosage minimal** : 350 kg/m³ de ciment
4. **Rapport E/C < 0.6**
5. **Bonne ouvrabilité (fluidité) durant tout le coulage**
6. **Retardateurs de prise souvent nécessaires**

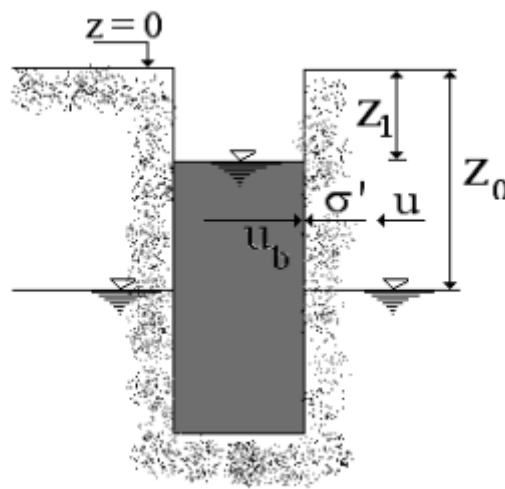
IV.2.3 COMPORTEMENT DE LA TRANCHÉE

En dépit de l'utilisation systématique de la boue bentonitique dans les tranchées de murs en paroi, une interprétation satisfaisante de son effet mécanique sur la stabilité des faces de la tranchée n'a paradoxalement pas été donnée jusqu'à ce jour. Mais on sait que la boue pénètre dans les vides du sol sur les deux faces et forme une couche épaisse très imperméable appelée cake, contribuant à réduire considérablement la perméabilité du sol et à augmenter sa cohésion

On étudie ici le comportement mécanique d'une tranchée de paroi moulée creusée dans un sol pulvérulent (comme du sable), remplie de boue bentonitique (figure IV.6). On cherche à étudier l'équilibre des forces latérales qui s'exercent sur les parois de la tranchée à une profondeur donnée z .

Données de départ :

- L : longueur de la tranchée (parallèle au plan du terrain).
- γ_b : poids volumique de la boue de bentonite (en kN/m^3).
- z_1 : profondeur du sommet de la tranchée par rapport au terrain naturel.
- ϕ : angle de frottement interne du sol (caractérise sa résistance au cisaillement).
- Le sol est dit pulvérulent $\rightarrow$ non cohésif, comme un sable sec ou peu humide.
- z : profondeur quelconque dans la tranchée ($z \geq z_1$).

**Figure IV-6:** Schéma d'une tranchée de paroi moulée.**IV.2.3.1 La pression limite de poussée du sol :**

$$P'_a = \sigma'_h = K_a \gamma * Z_0 + \gamma'(Z - Z_0)$$

IV.2.3.2 La pression interstitielle de l'eau :

$$U = \gamma_w(Z - Z_0)$$

IV.2.3.3 La pression hydrostatique de la boue :

$$U_b = \gamma_b(Z - z_1)$$

IV.2.3.4 La stabilité de la tranchée se traduit par l'inégalité

$$\sigma'_h = U_b - U$$

Autrement dit, la tranchée ne doit pas dépasser une profondeur limite z_c , telle que :

$$Z \leq Z_c = \frac{[\gamma_w - K_a(\gamma - \gamma')Z_0 - \gamma_b z_1]}{K_a \gamma' + \gamma_w - \gamma_b}$$

IV.2.4 Exercice :

On considère une tranchée de paroi moulée réalisée dans un sol sableux lâche, ayant :

Angle de frottement interne : $\varphi=30^\circ$

Poids volumique sec : $\gamma_s=14\text{kN/m}^3$

Coefficient de poussée au repos de Rankine : $K=0,33$

La tranchée est remplie d'une boue bentonitique de poids volumique : $\gamma_b=10,3\text{ kN/m}^3$

La profondeur du sommet de la tranchée est : $z_1=0\text{ m}$

La nappe phréatique se situe à : $z_0=1\text{ m}$ et $\gamma' = 14 - 10 = 4\frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$

On cherche à déterminer la profondeur limite de stabilité z_c de la tranchée.

$$Z_c = \frac{[10 - 0.33(14 - 4)]1 - 10.3 * 0}{0.33 * 4 + 10 - 10.3} = 6.57\text{ m}$$

Cela signifie que, dans ces conditions, une tranchée plus profonde que m risquerait de s'effondrer si elle n'est pas soutenue par un système adapté.

On parle ici de la profondeur limite z_c qu'une tranchée de paroi moulée peut atteindre avant de s'effondrer, en tenant compte de la stabilité apportée par la boue bentonitique.

Deux situations sont comparées :

1. Sol sec : pas d'eau dans le sol, donc pas de poussée hydrostatique.
2. Sol saturé / nappe en surface : l'eau influence la poussée et la flottabilité.

En considérant que le sol est plutôt sec, la profondeur limite, en cas d'une boue à 1 m de la surface, n'est que de :

$$Z_c = \frac{\gamma_b z_1}{-K_a \gamma_b + \gamma_b} = \frac{10.3 * 1}{-0.33 * 10.3 + 10.3} = 1.49\text{ m}$$

IV.2.4.1 Formule de Schneebeli

Les chantiers montrent qu'on peut faire des tranchées plus profondes que prévu par ces formules théoriques. Deux raisons principales :

1. Effet voûte (Schneebeli, 1964) : le sol forme un arc naturel qui transfère une partie des charges vers les extrémités de la tranchée (réduction de la poussée directe).
2. Réduction de la longueur L de la paroi (diminue la zone de poussée active).

$$P'_a = \gamma L \frac{\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\sin 2\varphi} \left[1 - \exp\left(-\frac{Z}{L} \sin 2\varphi\right)\right]$$

P donne la valeur de la pression horizontale limite (en kN/m² ou kPa) que la paroi doit résister, en tenant compte de l'effet de voûte. la longueur L du panneau (effet de voûte),

- γ : poids volumique du sol
- φ : angle de frottement interne
- z : profondeur considérée
- L : longueur du panneau

Dans un sol purement cohérent ($\varphi=0$) et saturé, la condition de stabilité formulée par l'équation se traduit par l'écriture des pressions de poussée du sol et de la boue de forage comme suit :

- La pression limite effective de poussée du sol $P_a = P'_a + U = K_a \gamma' Z - 2C_u + U$
- La pression interstitielle de l'eau : $U = \gamma_w Z$
- La pression hydrostatique de la boue : $U_b = \gamma_b (Z - z_1)$
- L'équilibre des efforts à une profondeur limite z_c , aboutit à :

$$\frac{1}{2} K_a \gamma' Z_c^2 - 2C_u Z_c + \frac{1}{2} \gamma_w Z_c^2 = \frac{1}{2} \gamma_b Z_c^2$$

On obtient ainsi la profondeur limite : $Z_c = \frac{4C_u}{K_a \gamma' - (\gamma_b - \gamma_w)}$, En considérant un équilibre

limite de Rankine ($K_a=1$), on retrouve : $Z_c = \frac{4C_u}{\gamma_{sat} - \gamma_b}$

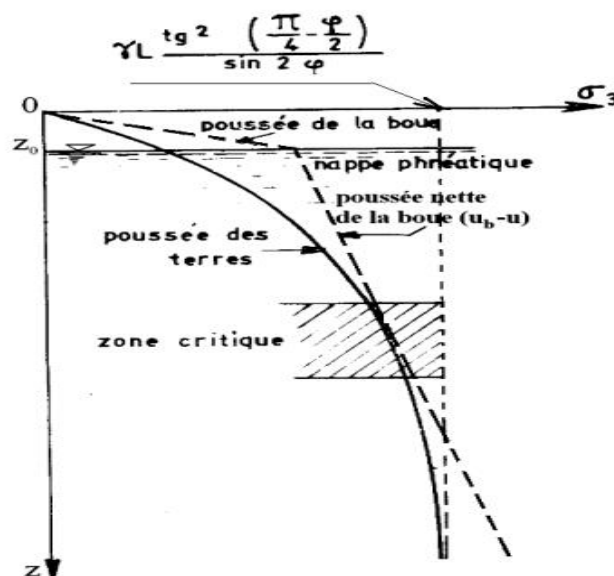


Figure IV-7: Schéma d'équilibre des pressions de poussée du sol et de la boue de forage selon Schneebeli.

IV.2.5 DIMENSIONNEMENT D'UNE PAROI MOULÉE

Le comportement d'un mur en paroi moulée est complexe car il résulte de l'interaction entre le sol, le mur et l'ouvrage. Son dimensionnement dépend de sa fonction (souvent le soutènement) et des phases de réalisation. Il n'existe pas de règlement spécifique de calcul pour les murs de paroi, mais l'**Eurocode 7** fournit des règles de conception, définit les **états limites** et classe les soutènements en trois catégories :

1. **Murs-poids** (stabilité assurée principalement par leur poids).
2. **Écrans de soutènement** (palplanches, parois moulées, etc.).
3. **Murs composites** (mélange des deux précédents).

A titre de rappel, les états limites relatifs aux écrans de soutènement sont définis par l'Eurocode-7, comme suit :

- Instabilité globale.
- Rupture d'un élément ou de ses ancrages.
- Rupture combinée sol/structure.
- Soulèvement hydraulique et érosion.
- Déplacements nuisibles de l'ouvrage.
- Fuites excessives.
- Migration de particules de sol.
- Modification du régime des eaux souterraines.
- Rotation ou translation de l'écran.
- Rupture par perte d'équilibre vertical (vérifier la capacité portante).

Dans le cadre de la fonction soutènement, un mur en paroi se calcule pratiquement avec les mêmes méthodes vues au chapitre précédent, à savoir :

- Méthodes de la théorie de poussée/butée des écrans (Rankine, Coulomb),
- Méthodes de la théorie au module de réaction (méthode de Winkler),
- Méthode des éléments finis.

IV.2.5.1 Méthodes de la théorie au module de réaction (méthode de Winkler)

La théorie aux modules de réaction est une méthode de calcul permettant de modéliser l'interaction sol-structure. Elle repose sur l'hypothèse que la réaction horizontale du sol sur la paroi est proportionnelle au déplacement horizontal local, cette proportionnalité étant définie par un **coefficient de réaction horizontale** k_h (kN/m³).

IV.2.5.2 Détermination du coefficient kh

Le coefficient kh peut être évalué à partir d'un essai pressiométrique. Ce paramètre dépend de la nature du sol et du type de chargement appliqué.

IV.2.5.3 Classer un mur en rideau

Pour classer un mur en rideau ou en paroi, on introduit la **longueur élastique** (ou de transfert) L_0 , définie pour une largeur unitaire $B=1$: $L_0 = \left(\frac{4EI}{K_h B} \right)^{\frac{1}{5}}$ et

- E : module d'Young du matériau de la paroi (Pa)
- I : moment d'inertie de la section de la paroi (m^4)
- kh : coefficient de réaction horizontale (N/m^3)
- B : largeur unitaire (m)

IV.2.5.4 Classification :

En pratique, la majorité des murs rencontrés sont plutôt **souples**. Mais la classification est faite selon :

Mur souple : $D > 3L_0$

Mur rigide : $D < \frac{L_0}{2}$

Mur semi-rigide : $\frac{L_0}{2} \leq D \leq 3L_0$

D est la fiche, c'est-à-dire la profondeur d'ancrage du mur

Exemple d'application

On considère un mur en paroi moulée de **7 m** de profondeur destiné au soutènement d'une fouille verticale de **6 m** de hauteur. Le profil géologique est :

- **-0–4 m** : argile considérée comme purement cohérentes, caractérisées par une cohésion non drainée moyenne de 80 kPa, un angle de frottement nul et un poids volumique saturé de 20 kN/m³.
- **4–6 m** : sable limoneux beige est considéré comme lâche avec un angle de frottement de 30°, une cohésion nulle, et un poids volumique saturé de 20 kN/m³.
- **6–7 m** : argile beige est caractérisées par une cohésion non drainée moyenne de 80 kPa, un angle de frottement nul et un poids volumique saturé de 20 kN/m³.

Le calcul des déplacements et des efforts de flexion sont menés à l'aide du logiciel SPW-2006 (Sheet Pile Wall), développé par le professeur Verruijt à l'université Delft, en analysant les différentes phases mentionnées ci-dessus (BRANSBY et al 1975).

IV.2.5.4.1 Phase 0 :

Installation de la paroi moulée : Mettre en place la paroi moulée qui servira à soutenir les terres et assurer l'étanchéité pendant les travaux (figure VI.8).

IV.2.5.4.2 Phase 1 :

Excavation de toute la couche d'argile vaseuse et clouage du mur par un tirant d'ancrage en sa tête : Retirer la première couche de sol meuble (argile vaseuse) qui ne présente pas une bonne portance et fixer provisoirement la paroi (figure VI.8).

IV.2.5.4.3 Phase 2 :

Excavation du reste du terrain jusqu'à la hauteur de 6 m : Atteindre la cote de creusement prévue pour la structure (fondations, sous-sol, station de pompage, etc.) (figure VI.8).

IV.2.5.4.4 Phase 3 :

Travaux de pompage de l'eau : Assurer un environnement sec pour la construction des fondations ou des ouvrages enterrés.

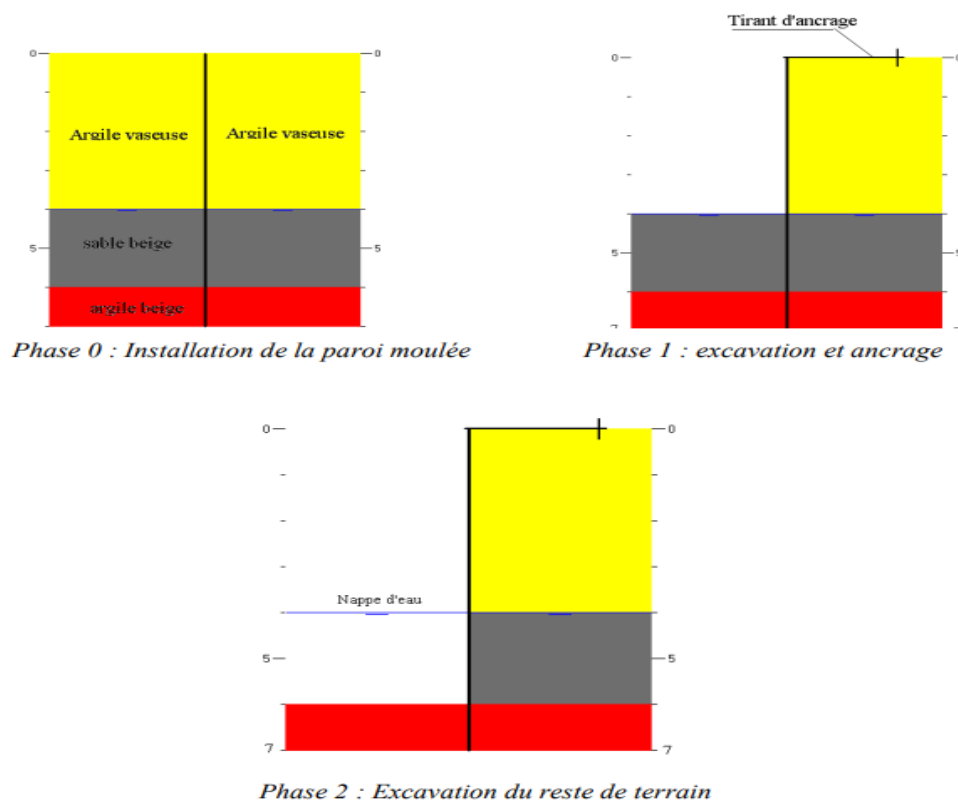


Figure IV-8: la description du phasage de réalisation d'une paroi moulée.

IV.3 Calcul du tassement d'une barrette

La méthode proposée par Cassan est une adaptation de la **théorie de transfert de charges** utilisée pour les pieux, appliquée ici aux **barrettes**. Elle repose sur l'idée que le tassement en tête de la barrette (v_0) dépend (CASSAN, 1978) :

- des **propriétés mécaniques du sol** (module élastique, module pressiométrique, etc.),
- de la **géométrie de la barrette** (longueur L, largeur B, élancement),
- et du **mode de transfert des charges** entre la barrette et le sol.

L'équation du tassement d'un pieu dans un sol homogène étant valable ici, son intégration donne le tassement v_0 en tête de la barrette :

$$v_0 = \text{tassement du au frottement latéral} + \text{tassement du point } (v_p)$$

tassement du point (v_p) : dépend surtout de la déformation du sol immédiatement sous la base. Il est lié directement à la pression en pointe q_p et au module de déformation du sol à cette profondeur.

$$v_p = \frac{4}{18E_m} (q_p - \sigma_{v0}) B'_0 \left[\lambda_d \frac{B}{B'_0} \right]^\alpha + \frac{\alpha}{9E_m} (q_p - \sigma'_{v0}) \lambda_s B$$

$$v_0 = \frac{Q}{L} \frac{1 + \frac{R_0 \tanh(aD)}{aBE_p}}{R_0 + aBE_p \tanh(aD)}$$

Le paramètre R_0 est déduit de la formule du tassement d'une semelle rectangulaire dans le cadre de la méthode pressiométrique (est un module de réaction en pointe)

$$R_0 = \frac{q_p - \sigma_{v0}}{V_p} B$$

Tanh est la fonction tangente hyperbolique, une fonction mathématique très utilisée en mécanique des sols, en géotechnique

Q/L est la charge verticale répartie (kN/m) en tête sur la longueur de la barrette et a est un paramètre ayant la dimension inverse d'une longueur, est donné, en fonction du rayon moyen ρ de la barrette, par :

$$a = \sqrt{\frac{B_0}{\rho E_p}}$$

$$\rho = \frac{B}{2(1 + \frac{B}{L})}$$

$$B_0 = \frac{L}{E} \Phi$$

avec E le module élastique du sol et Φ la fonction géométrique.

$E = \alpha E_M$ et α est un coefficient d'ajustement et E_M le module pressiométrique et La fonction Φ est donnée dans le cas courant d'une barrette ayant une hauteur $H > L/5$ par l'expression suivante $\Phi = 1 + \log_{10}(2 \frac{H}{L})$

Exemple de calcul

Calcul simplifié du tassement d'une barrette, les données géométriques et géotechniques sont :

- Longueur de la barrette (profondeur ancrée) : $L=6,00$ m
- Largeur de la barrette : $B=0,60$ m
- Hauteur de la section de la barrette : $H=2,00$ m
- Profondeur d'encastrement utile : $D=7,00$ m
- Charge verticale répartie en tête : $Q/L=200$ kN/m
- Module pressiométrique : $EM=20\,000$ kN/m²
- Coefficient de conversion : $\alpha=0,6 \Rightarrow E=\alpha EM$
- Pression en pointe (hypothèse) : $qp=1000$ kN/m²
- Module de réaction estimé en pointe : $R_0=5\,000$ kN/m³

Solution :

1- Module élastique du sol

$$E = \alpha E_M 0.6 * 20000 = 12000 \text{ kN/m}^2$$

2- Calcul de la fonction géométrique Φ Formule donnée (pour $H>L/5$)

$$\Phi = 1 + \log_{10}\left(2 \frac{H}{L}\right) = 1 + \log_{10}\left(2 \frac{2}{6}\right) = 1 - 0.1761 = 0.8239$$

Interprétation : Φ dépend de l'**élancement** vertical de la barrette (H par rapport à L).

3- Calcul de B_0

$$B_0 = \frac{L}{E} \Phi = \frac{6}{12000} * 0.8239 = 4.119 * 10^{-4}$$

4- Détermination du rayon moyen ρ

$$\rho = \frac{0.6}{2(1 + \frac{0.6}{6})} = 0.272$$

5- Calcul du paramètre a

$$a = \sqrt{\frac{4.119 \cdot 10^{-4}}{0.272 \cdot 12000}} = 0.0003552 \text{ m}^{-1}$$

6- Calcul de v_0

$$v_0 = \frac{Q}{L} \left(\frac{1 + \frac{R_0 \tanh(aD)}{aBE_p}}{R_0 + aBE_p \tanh(aD)} \right)$$

A- Calcule Tanh

$$aD = 0.0003552 \cdot 7 = 0.002485$$

$$\tanh(x) = x \text{ si } x \text{ est petite, donc } \tanh(aD) \approx 0.002485$$

B- Calcul

$$aBE_p = 0.0003552 \cdot 0.6 \cdot 12000 = 2.5574 \text{ kN/m}^3$$

$$v_0 = 200 \cdot \left(\frac{1 + \frac{500 \cdot 0.002485}{2.5574}}{500 + 2.5574 \cdot 0.002485} \right) = 0.735 \text{ m} = 73.5 \text{ cm}$$

Le tassement en tête de la barrette est d'environ 73.5 cm pour ces conditions.

Application :

Une fouille doit être réalisée pour la construction d'un parking souterrain à Bejaïa. La profondeur prévue est de 8 m sous le niveau du terrain naturel. Pour assurer la stabilité des parois et limiter les déplacements du sol, il est décidé de mettre en place une paroi moulée. L'objectif est de déterminer la profondeur totale et l'encastrement nécessaire, ainsi que d'évaluer le moment fléchissant maximal dans la paroi.

Données du problème

- **Hauteur de fouille :** $H_f = 8 \text{ m}$
- **Épaisseur de la paroi moulée :** $B = 0,60 \text{ m}$
- **Poids volumique du sol :** $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- **Angle de frottement interne :** $\varphi = 32^\circ$
- **Cohésion :** $c = 0 \text{ kPa}$

Pas de nappe phréatique et la méthode : Théorie de Rankine (poussée active et butée passive)

Étapes de calcul :**1. Coefficients de poussée :** Selon Rankine

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{32}{2} \right) = 0.32$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{32}{2} \right) = 3.12$$

2. Poussée active : La poussée active totale (en forme triangulaire sur Hf) :

$$p_a = \frac{1}{2} \gamma H_f^2 K_a = p_a = \frac{1}{2} 18 * 8^2 * 0.32 = 18.43 \text{ kN/m}$$

Moment de la poussée active par rapport à la base de la fouille

$$M_a = p_a * \frac{H_f}{3} = 18.43 * \frac{8}{3} = 49.15 \text{ kN.m}$$

3. Butée passive : Sur la partie encastrée (he)

$$p_p = \frac{1}{2} \gamma h_e^2 K_p$$

Moment par rapport à la base

$$M_p = p_p * \frac{h_e}{3}$$

4. Dimensionnement de l'encastrement : On cherche he tel que :

$$M_p \geq M_a$$

$$\frac{1}{2} \gamma h_e^2 K_p * \frac{h_e}{3} \geq 49.15$$

$$18 * 3.12 * \frac{h_e^3}{6} \geq 49.15$$

$$h_e^3 \geq 5.25 \rightarrow h_e = 1.73 \text{ m}$$

On prend **he = 2,00 m** par sécurité.**5. Vérification :** avec he=2m

$$p_p = \frac{1}{2} 18 * 2^2 * 3.12 = 56.15 \text{ kN/m}$$

$$M_p = 56.15 * \frac{2}{3} = 37.44 \text{ kN.m}$$

Ici $M_p < M_a \rightarrow$ encastrement insuffisant.**6. Ajustement final :** Essayons avec he=3 m

$$p_p = \frac{1}{2} 18 * 3^2 * 3.12 = 84.24 \text{ kN/m et } M_p = 84.24 * \frac{3}{3} = 84.24 \text{ kN.m}$$

ici $M_p > M_a$

7. Moment fléchissant maximal : Approche simplifiée (Blum)

$$M_{max} = \frac{p_a H_f}{8} = \frac{18.43 * 8}{8} = 18.43 \text{ kN.m}$$

IV.4 Conclusion

Le calcul et le dimensionnement d'une paroi moulée nécessitent de maîtriser à la fois les principes de mécanique des sols et les méthodes de résistance des matériaux.

L'étude commence par la caractérisation géotechnique du site (essais pressiométriques, pénétrométriques, carottages), afin d'obtenir les paramètres essentiels : cohésion, angle de frottement, poids volumique, module pressiométrique, et caractéristiques hydrogéologiques.

- Sur les poussées et moments
- Les poussées de terres (actives, passives, et à l'état au repos) constituent les sollicitations principales agissant sur la paroi.
- Leur calcul prend en compte les conditions de nappe, la stratification du sol et les surcharges.
- Les moments fléchissants et efforts tranchants sont déduits de l'équilibre des phases d'excavation et d'ancrage, ce qui permet de dimensionner l'épaisseur de la paroi et ses armatures.
- Le tassement est une réponse différée du système sol-paroi à une charge appliquée ou à une excavation.
- Dans le cas des parois moulées, il résulte principalement :
 1. De la déformation élastique du sol autour de la paroi.
 2. Du déplacement horizontal de la paroi (flexion).
 3. D'un éventuel fluage ou consolidation dans les sols compressibles.
- Les formules analytiques (par exemple via la méthode des modules de réaction) permettent d'estimer le déplacement en tête v_0 et de vérifier qu'il reste compatible avec les tolérances admissibles pour les constructions voisines.
- Un contrôle rigoureux du **phasage de chantier** (installation, excavation par passes, mise en place des ancrages, pompage) est essentiel pour limiter les tassements.

- **Synthèse**

Une paroi moulée bien dimensionnée doit assurer :

1. **La stabilité** vis-à-vis des poussées de terres et de l'eau.
2. **La limitation des déformations** (tassements et déplacements latéraux).
3. **La durabilité** face aux agressions chimiques et aux cycles de charge.

En conclusion, le calcul des parois moulées et de leurs tassements doit être envisagé comme un **processus intégré**, où les données géotechniques, les méthodes analytiques, la modélisation numérique et le retour d'expérience terrain se complètent pour garantir la performance et la sécurité de l'ouvrage.

Bibliographie

BOUAFIA, Ali. Les essais in-situ dans les projets de fondations. *OPU, Alger*, 2004.

BRANSBY, P. L. et MILLIGAN, G. W. E. Soil deformations near cantilever sheet pile walls. *Geotechnique*, 1975, vol. 25, no 2, p. 175-195.

CASSAN, Maurice. *Les essais in situ en mécanique des sols*. Eyrolles, 1978.

Dhouib, A., (2016), "Géotechnique appliquée aux projets de construction", Presses des Ponts et Chaussées, Paris, 1041 pages, septembre 2016.

Document technique réglementaire B.C.2.41 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93), Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, (1994).

Document technique réglementaire BC 2.33.1. Méthodes de calcul des fondations superficielles, Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique. Fait à Alger, le 17 Octobre 1991

Document technique réglementaire BC 2.33.2. Méthodes de calcul des fondations profondes, Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique. Fait le 14 août 1994

Document technique réglementaire D.T.R B.C.2.48, Règlement parasismique Algérien R.P.A/2003, Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, (2003).

Document technique unifié DTU 13.2 - Fondations profondes pour le bâtiment. NF P 11-212-2, AFNOR 2006.

Lambert, S., & Rangeard, D. (2013). Fondations superficielles sur colonnes ballastées: comparaison des tassements mesurés et calculés. *Revue Française de Géotechnique*, (144-145), 43-49.

Lambert, S., & Rangeard, D. (2013). Fondations superficielles sur colonnes ballastées: comparaison des tassements mesurés et calculés. *Revue Française de Géotechnique*, (144-145), 43-49.

Maurice CASSAN (1978) « Les essais in Situ En Mécanique Des Sols, réalisation et interprétation ». Tome I. Editions EYROLLES.PARIS.

MÉNARD, Jacques E. " PAIS THEOU" AS MESSIANIC TITLE IN THE BOOK OF ACTS. The Catholic Biblical Quarterly, 1957, p. 83-92.

Philipponnat, G.(1980). “Methode Pratique de Calcul d’un Pieu Isole a l’aide du Penetrometre Statique”, Revue Francaise de Geotechnique, 10, pp. 55-64.

SCHNEEBELI, G. La stabilité des tranchées profondes forées en présence de boue. *La houille blanche*, 1964, no 7, p. 815-822.

Skempton, A.W. 1944. Notes on the compressibility of clays. Quarterly Journal of the Geological Society of London, 100(2): 119–135.

soletanche-bachy : site web <https://www.soletanche-bachy.com/offer-portfolio/paroi-moulee/>

Résumé :

Le module Fondations explore en profondeur les principes de conception et d'analyse des systèmes de fondations en génie civil. Il se concentre sur l'étude des interactions entre le sol et la structure, en abordant les fondations superficielles comme les semelles et les radiers, ainsi que les fondations profondes telles que les pieux et les micropieux. L'accent est mis sur l'évaluation de la portance, l'analyse des tassements et l'application des normes géotechniques, notamment DTR et fascicule. Le module inclut également les techniques modernes de mise en œuvre et d'amélioration des sols pour répondre aux exigences des projets complexes.